

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO
CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIERA CIVIL

TEMA:
MODELACIÓN NUMÉRICA DE PILOTES SOMETIDOS A CARGA AXIAL PSEUDO –
ESTÁTICA UTILIZANDO EL PROGRAMA MIDAS GTS NX

AUTORA:
SANCHEZ GUAMBI JHOSELYN ABIGAIL

TUTOR:
JOSÉ DOMINGO ALVIAR MALABET

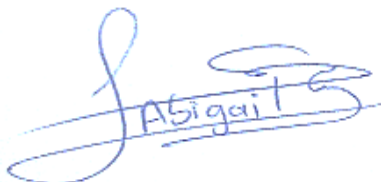
QUITO, agosto del 2021

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Yo, Jhoselyn Abigail Sánchez Guambi, con documento de identificación N° 1722742317, manifiesto mi voluntad y cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autora del trabajo de titulación intitulado: **MODELACIÓN NUMÉRICA DE PILOTES SOMETIDOS A CARGA AXIAL PSEUDO –ESTÁTICA UTILIZANDO EL PROGRAMA MIDAS GTS NX**, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniera Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autora me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, agosto del 2021



.....

Jhoselyn Abigail Sánchez Guambi

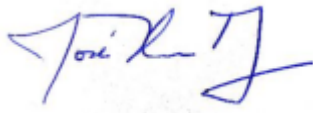
CI: 1722742317

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo, José Domingo Alviar Malabet declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el Artículo académico: MODELACIÓN NUMÉRICA DE PILOTES SOMETIDOS A CARGA AXIAL PSEUDO –ESTÁTICA UTILIZANDO EL PROGRAMA MIDAS GTS NX, realizado por Jhoselyn Abigail Sánchez Guambi, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.

Quito, agosto del 2021

Atentamente



.....

José Domingo Alviar Malabet

C.I: 1757837602

MODELACIÓN NUMÉRICA DE PILOTES SOMETIDOS A CARGA AXIAL PSEUDO –ESTÁTICA UTILIZANDO EL PROGRAMA MIDAS GTS NX

NUMERICAL MODELING OF PILES UNDER PSEUDO - STATIC AXIAL LOAD USING THE PROGRAM MIDAS GTS NX

Jhoselyn Sánchez–Guambi¹, José Alviar–Malabet²

Resumen

El presente artículo se enfocó en analizar la comparación de pruebas de carga (curva carga vs. desplazamiento) de seis pilotes excavados y fundidos in situ cargados axialmente, con respecto a los modelados numéricamente utilizando modelos constitutivos elasto-plásticos: Mohr Coulomb, Hardening Soil y Cam Clay, con el uso del programa Midas GTS NX.

Los seis pilotes para analizar fueron extraídos de tres artículos y una tesis encontrados en bibliografías existentes en la Web, estos documentos tienen la mayor cantidad de información, a fin de evitar el obtener parámetros geotécnicos a partir de correlaciones.

Una vez que se tuvo los datos necesarios y las respectivas correlaciones en cuanto a información faltante se ingresó al programa, con la construcción de la geometría y mallado óptimo, se logró obtener los resultados de desplazamientos para cada carga, logrando de esta manera graficar las curvas de carga versus deformación, obteniendo un modelo numérico que se adapte a las pruebas de carga ensayadas en campo.

Palabras Clave: prueba de carga axial, pilotes, modelos constitutivos.

Abstract

This article focused on analyzing the comparison of load tests (load vs. displacement curve) of six axially loaded piles excavated and cast in situ, with respect to those numerically modeled using elasto-plastic constitutive models: Mohr Coulomb, Hardening Soil and Cam Clay, with the use of the Midas GTS NX program.

The six piles to be analyzed were extracted from three articles and a thesis found in existing bibliographies on the Web, these documents have the greatest amount of information, in order to avoid obtaining geotechnical parameters from correlations.

Once the necessary data and the respective correlations in terms of missing information were had, the program was entered, with the construction of the geometry and optimal meshing, it was possible to obtain the results of displacements for each load, thus achieving graphing of the curves of load versus deformation, obtaining a numerical model that adapts to the load tests tested in the field.

Keywords: axial load test, piles, constitutive models.

¹ Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito – Ecuador

² Profesor de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito – Ecuador

Autor para correspondencia: jsanchezg4@est.ups.edu.ec; jalviar@ups.edu.ec

1. Introducción

Para el presente artículo se modelaron numéricamente seis diferentes pruebas de carga sometidas a carga axial, bajo modelos constitutivos Mohr Coulomb, Hardening Soil y Cam Clay, con la ayuda del programa MIDAS GTS NX.

1.1. Modelo Mohr Coulomb

Es un modelo constitutivo elastoplástico perfecto figura 1 que combina la Ley de Hooke y el criterio de falla de Mohr-Coulomb, es una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del terreno.

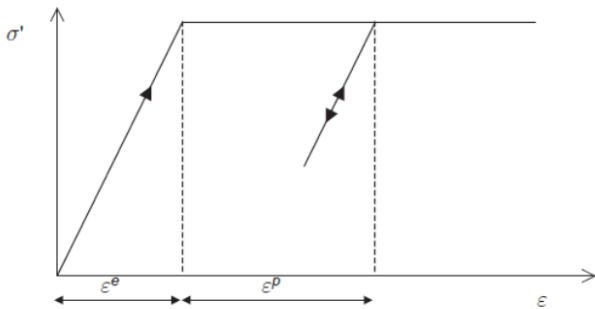


Figura 1: Comportamiento material en el modelo Mohr Coulomb. [3]

Los parámetros característicos de este modelo se observan en la tabla 1:

Tabla 1: Parámetros del modelo constitutivo Mohr Coulomb.

Simbología	Descripción
S_u	Cohesión no drenada (suelos cohesivos);
Φ	Ángulo de fricción en suelos granulares;
φ	Ángulo de dilatación;
E_u	Módulo de elasticidad no drenado en suelos cohesivos.
E	Módulo de elasticidad en suelos granulares
ν	Coefficiente de poisson.

1.2. Modelo Hardening Soil

Es la variante del modelo Mohr Coulomb Modificado, es una aproximación de segundo orden para el comportamiento elastoplástico con endurecimiento con deformación figura 2. Se considera el aumento de la rigidez de los suelos a pequeñas deformaciones.

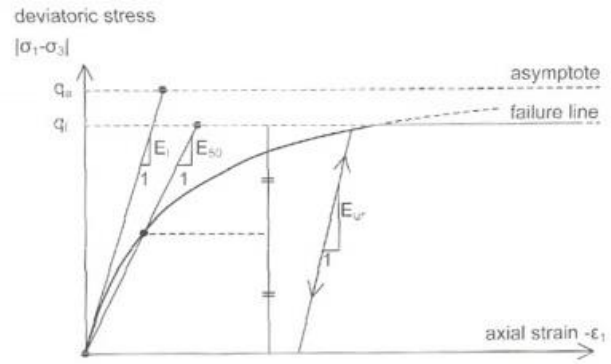


Figura 2: Comportamiento de los esfuerzos y las deformaciones en el modelo Hardening Soil. [11]

Este modelo se aplica con los parámetros descritos en la tabla 2:

Tabla 2: Parámetros del modelo constitutivo Hardening Soil.

Simbología	Descripción
C'	Cohesión efectiva en arenas y arcillas;
Φ'	Ángulo de fricción efectivo en arenas y arcillas;
φ	Ángulo de dilatación en arenas;
E_{50}^{ref}	Módulo de elasticidad secante en ensayos triaxiales;
E_{oed}^{ref}	Módulo de elasticidad tangente con cargas edométricas;
E_{ur}^{ref}	Módulo de elasticidad en descarga-recarga;
m	Potencia de la dependencia tensional de la rigidez (Arenas=0.5; Arcillas=1); Manual Midas
ν_{ur}	Coef. De Poisson en descarga-recarga. (0.2); Manual Midas
σ'_{ref}	Tensión de referencia para las rigideces. (100Kpa);
$K_{0\ nc}$	Coef. Presión lateral de tierras en reposo;
R_f	Relación de falla. (0.9). Manual Midas

1.3. Modelo Cam Clay Modificado

Ideal para la simulación de materiales cohesivos, este modelo es de endurecimiento por deformación elastoplástica relaciona las tensiones con la relación de vacíos, expresado a través de las líneas de sobreconsolidación y normalmente consolidado, la intersección que existe entre estas dos líneas hace referencia a la zona plástica de la curva esfuerzo deformación figura 3.

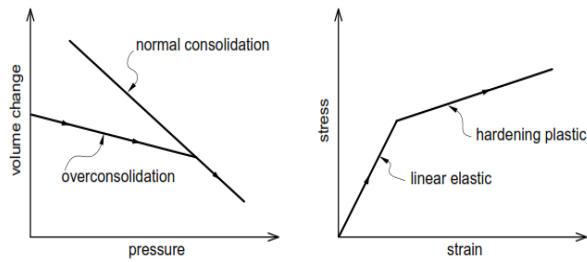


Figura 3: Relación de cambio volumétrico-presión vs esfuerzo-deformación. [3]

Los parámetros usados en este modelo se describen en la tabla 3:

Tabla 3: Parámetros del modelo constitutivo Cam Clay.

<i>Simbología</i>	<i>Descripción</i>
Φ	Ángulo de fricción efectivo;
OCR	Razón de sobreconsolidación;
λ	Pendiente de la línea normalmente consolidado;
K	Pendiente de la línea de sobreconsolidación;
M	Pendiente de la línea de estado crítico;
C_c	Índice de compresión;
C_s	Índice de expansión.

1.4. Prueba de carga axial sobre pilotes

Considerado como un método confiable para determinar la capacidad de carga en el pilote, bajo cargas de compresión axiales.

La carga a compresión se aplica a la cabeza del pilote a velocidad constante hasta que alcanza la capacidad máxima, provocando que se generen asentamientos en el pilote.

El software Midas GTS NX a través del método de elementos finitos ayuda a resolver problemas geotécnicos, relacionando parámetros geológicos, geofísicos y geométricos, con los que se puede ingresar al programa y recrear la curva de carga versus deformación.

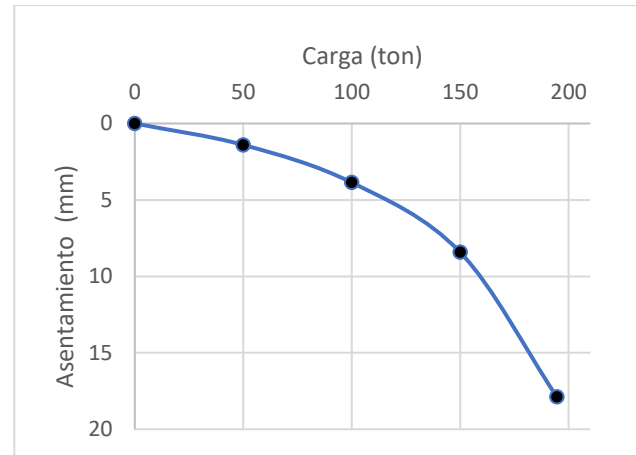


Figura 4: Carga vs asentamiento del pilote TP1. [4]

2. Materiales y Métodos

2.1. Características de los pilotes

2.1.1. Pilote TP1

En la ciudad de Santa Cruz de la Sierra, Bolivia [4] se estudiaron cuatro pilotes con diferentes métodos constructivos de los cuales se escogió el pilote TP1 que fue excavado y fundido in situ, posee un diámetro de 40cm, longitud de 17.5m, dividido en 6 estratos hasta la profundidad de 23m, el nivel freático se encuentra a una profundidad de 3m, alcanzó la carga máxima de 1909.32KN generando un asentamiento de 17.89mm. El artículo no menciona el martillo usado en el ensayo SPT, por lo que se asume que la eficiencia es del 45 % a fin de realizar la corrección del número de golpes a un 60 % de eficiencia y determinar el valor de N60. Valor que se utilizó para determinar algunos parámetros faltantes de ingreso a los modelos en caso de que fuese necesario. Los datos utilizados para ingresar al programa se encuentran en el Anexo 1.

2.1.2. Pilote E3

En Sao Paulo - Brasil [5], se realizó la prueba de carga para nueve pilotes de distintos tipos: tres excavados, tres excavados con barrenas con hélices y tres construidos con omegas (cabezal impulsado por rotación) se escogió uno de los excavados denominada E3, cuenta con diámetro de 40cm, 12m de longitud, soportó una carga de

780.17KN y tuvo asentamiento máximo de 65.94mm. El nivel freático está a 17m de profundidad. El perfil litológico posee 3 estratos hasta la profundidad de 16m. La mayoría de las propiedades del suelo y parámetros de resistencia del suelo se extrajeron de la tesis como se muestra en el Anexo 1.

2.1.3. Pilote P16

En una ciudad de Zhejiang - China [6] se probaron ocho pilotes construidos bajo el método de hormigonado in situ, separados 4m entre sí, los pilotes poseen la misma longitud y las mismas propiedades, se enfocó el estudio principalmente en el pilote denominado P16 con longitud de 70m, diámetro de 80cm, divididos en 12 estratos de suelos arcillosos hasta 80m de profundidad con presencia de nivel freático a 0m de profundidad, la carga máxima estimada que soportó el pilote fue de 8571.43KN generando un asentamiento máximo de 44.48mm. La mayoría de las propiedades del suelo y los parámetros de resistencia fueron tomados del artículo, dichos datos se encuentran en el Anexo 1.

2.1.4. Pilote TP1-1

Ubicado al lado oeste del sur de Irán y en la costa norte Golfo Pérsico conocido como el complejo portuario Shahid Rajaei [7]. Se conoce que realizaron pruebas a cinco pilotes con características únicas cada uno, se tomó en cuenta tres de los pilotes para la modelación numérica, denominados TP1, TP3 y TP5, por motivos de similitud con el nombre de uno de los pilotes revisados al pilote TP1 de este artículo se le añadió TP1 – 1, este pilote tiene diámetro de 1m, longitud de 30m, con presencia de nivel freático a 0m de profundidad, se divide en cinco estratos en su mayoría arenosos hasta la profundidad de 36 m, tuvo una capacidad de carga máxima de 9810KN con deformación de 10.97mm. Se contó con valores del ensayo SPT, se asume que los valores de golpes de penetración se corresponden con equipos que son 60% eficientes (N_{60}), además se cuenta con valores de resistencia al corte no drenado, sus propiedades se encuentran en el Anexo 1.

2.1.5. Pilote TP3

Se escogió este pilote [7] de los otros cinco debido a que tiene similitud con el pilote TP1-1 en el tipo de suelo, mismo diámetro, igual carga alcanzada de 9810KN, pero diferente longitud de pilote de 22m, en este caso aumentó la deformación a 27.04mm, tiene cuatro estratos hasta una profundidad de 28m, con nivel freático desde los 0m de profundidad. Los datos necesarios para la modelación se encuentran en el Anexo 1.

2.1.6. Pilote TP5

Se extrajo la información del pilote TP5 [7] debido a que tiene diferentes características tanto en geometría como en los parámetros geotécnicos dispuesto en cuatro estratos en su mayoría arenosos con presencia de un estrato arcilloso, llega hasta la profundidad de 25m, su diámetro es de 1m y la longitud del pilote es de 20m, el nivel freático se encuentra desde los 0m de profundidad, la carga sigue siendo de 9810.00KN, teniendo una deformación máxima de 32.78mm, sus parámetros característicos se presentan en el Anexo 1.

2.2. Análisis de los parámetros y correlaciones utilizadas

A continuación, se presentan las correlaciones que fueron necesarias para determinar los parámetros faltantes, que deben usarse con cautela y en la práctica profesional se recomienda usar ensayos de laboratorio dado que generalmente estas ecuaciones no siempre se ajustan adecuadamente a todos los tipos de suelos.

2.2.1. Cohesión

En caso de no contar con valores de resistencia al corte no drenado (S_u) en suelos cohesivos [1], se utilizó la ecuación (1):

$$S_u = 0.29N^{0.72}\sigma_{atm} \quad (1)$$

Dónde:

N= Número de golpes.

σ_{atm} = Presión atmosférica (100KPa).

Se calculó la cohesión efectiva (c') debido a que el programa en el modelo Hardening Soil y Cam Clay utilizan parámetros de rigidez y resistencia efectivos. En caso de no contar con valores de cohesión efectiva (c') se utilizó la ecuación (2) en términos de S_u [1].

$$c' = 0.1S_u \quad (2)$$

2.2.2. Ángulo de fricción

De acuerdo con el número de golpes medido en campo (N) se determinó el ángulo de fricción en arenas (ϕ) [1], con la ecuación (3):

$$\phi = 27.1 + 0.3N - 0.00054N^2 \quad (3)$$

Para suelos cohesivos el ángulo de fricción efectivo (Φ') se calculó con la ecuación (4), [1], relacionado con el índice de plasticidad (IP).

$$\phi' = 39 - 11 \log IP \quad (4)$$

2.2.3. Ángulo de dilatancia (Ψ)

La dilatancia [2] es un cambio volumétrico característico de los suelos granulares compactados, se tiene la ecuación (5) para calcular su valor.

$$\psi \approx \phi - 30 \quad (5)$$

2.2.4. Módulo de elasticidad

Kulhawy and Mayne (1990), [1], presentan las ecuaciones (6), (7) y (8), con las que se pudo obtener el módulo de elasticidad (E), tomando en cuenta la consolidación de los suelos granulares, relacionadas con la presión atmosférica ($P_a=100\text{KN}$) y el número de golpes estándar:

$$E = 5 * P_a * N_{60} \quad (\text{arenas con finos}) \quad (6);$$

$$E = 10 * P_a * N_{60} \quad (\text{arenas limpias normalmente consolidadas}) \quad (7);$$

$$E = 15 * P_a * N_{60} \quad (\text{arenas limpias sobreconsolidadas}) \quad (8)$$

Para este caso, por ausencia de valores del módulo de elasticidad no drenado (E_u) se procedió a interpolar datos con las tablas que se muestran en el Anexo 2.

Se obtuvo el módulo efectivo (E'), con la ecuación (9), [1]:

$$E' = \frac{2}{3}(1 + \nu')E_u \quad (9)$$

2.2.5. Coeficiente de Poisson (ν).

Se presenta la ecuación (10) para el cálculo del coeficiente de Poisson (ν) en función del ángulo de fricción efectivo (Φ') tanto para arenas como arcillas [1], [2]:

$$\nu = \frac{1 - \sin \phi}{2 + \sin \phi} \quad (10)$$

Cabe mencionar que para arcillas saturadas se adopta el valor de: 0.5 [1]; (0.49 en el programa para evitar errores de convergencia como lo sugiere el programa MIDAS GTS NX), [3].

Nota: En el Modelo Mohr Coulomb en el caso de suelos cohesivos se ingresan parámetros de resistencia y rigidez no drenados.

2.2.6 Módulo de corte (G).

Cuando se tienen datos de geofísica como la velocidad de ondas de corte (V_s , m/s) y el peso volumétrico (ρ , KN/m^3), se puede obtener el módulo de corte inicial (G_0) con la ecuación (11) [1], tomando en cuenta que el peso unitario se divide para 9.81m/s^2 para transformar a KPa el módulo de corte:

$$G_0 = \rho * v_s^2 \quad (11)$$

A este módulo de corte inicial (G_0) se multiplica por un factor de 0.26 [8] para obtener el módulo de corte secante al 50% de la resistencia, como se muestra en la ecuación (12):

$$G_{50} = 0.26 * G_0 \quad (12)$$

Si no se cuenta con la velocidad de ondas de corte (V_s), se puede obtener el módulo de corte (G) con la relación establecida en la ecuación (13), [1]:

$$G = \frac{E'}{2*(1+\nu)} \quad (13)$$

2.2.7. Índice de Plasticidad (IP).

Cuando se tiene módulo de corte reducido (G_{50}) y la resistencia al corte no drenado (S_u), en caso

de no contar con el índice de plasticidad (IP), se utilizó la ecuación (14), [2]:

$$IP = \frac{5000}{G_{50}} S_u \quad (14)$$

En función de la resistencia al corte no drenado (S_u) y el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) (15), [1]:

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = 0.129 + 0.00435IP \quad (15)$$

En función del coeficiente de empuje de tierras en reposo (k_0), se calculó con la ecuación (16), [1]:

$$IP = \frac{k_0 + 0.44}{0.0042} \quad (16)$$

2.2.8. Módulo elástico de referencia tangente en cargas edométricas (E_{oedref}).

El manual de usuario del Midas establece la siguiente ecuación (17), relacionando el módulo de elasticidad (E') y el coeficiente de Poisson (ν):

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (17)$$

Se determinó el módulo elástico de referencia en cargas edométricas (E_{eodref}), junto con el índice de plasticidad se tiene la ecuación (18), [3]:

$$E_{eod}^{ref} = \frac{50000KPa}{IP} \quad (18)$$

Con la ecuación (19) en función del esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), el coef. de empuje de tierras en reposo (k_0) y la presión de referencia ($P_{ref}=100$ KPa), [3], se calculó:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{E_{oed}}{\sqrt{\frac{\sigma'_v(2K_0+1)}{3 \cdot P_{ref}}}} \quad (19)$$

2.2.9. Módulo elástico de referencia secante en ensayos triaxiales (E_{50ref}).

Se tiene la siguiente igualdad [2], [3], el módulo elástico de referencia tangente en cargas edométricas (E_{oedref}) es igual al módulo elástico de referencia secante en ensayos triaxiales (E_{50ref}), mostrada en la ecuación (20):

$$E_{50}^{ref} = E_{eod}^{ref} \quad (20)$$

2.2.10 Módulo elástico de referencia en descarga – recarga (E_{urref}).

Se determinó mediante la siguiente ecuación (21) [2], [3]:

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref} \quad (21)$$

2.2.11. Coeficiente de presión lateral de tierras en reposo (k_0).

Una vez se tuvo el coeficiente de Poisson (ν), se calculó el coeficiente de presión lateral de tierras en reposo (k_0) con la ecuación (22) [1], [2]:

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (22)$$

2.2.12 Razón de sobreconsolidación (OCR).

Del despeje de la ecuación del coeficiente de presión de tierras (k_0), se presenta la ecuación (23) [1]:

$$OCR = \left(\frac{k_0}{1-\sin \phi} \right)^{\frac{1}{\sin \phi}} \quad (23)$$

En función de la presión de consolidación (σ'_c) y el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), se determina el grado de sobreconsolidación (OCR), con la ecuación (24) [1]:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_v} \quad (24)$$

En función del número de golpes (N) y el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en unidades de MN/m² [1], se tiene la ecuación (25):

$$OCR = 0.193 * \left(\frac{N}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.689} \quad (25)$$

2.2.13 Índice de compresión (Cc) e Índice de expansión (Cs).

Kulhawy and Mayne (1990), realizaron una serie de pruebas [2] con las que se pudo obtener factores relacionados con el índice de plasticidad (IP), mostrados en la ecuación (26) para el índice de compresión (Cc):

$$Cc = \frac{IP}{74} \quad (26)$$

Y la ecuación (27) para el índice de expansión:

$$C_s = \frac{IP}{370} \quad (27)$$

2.2.14 Pendiente de la línea normalmente consolidada (λ).

Con el índice de compresión (C_c), se obtuvo la pendiente de la línea normalmente consolidada (λ), se tiene la siguiente ecuación (28) [1], [2]:

$$\lambda = \frac{C_c}{2.303} \quad (28)$$

2.2.15 Pendiente de la línea sobreconsolidada (k).

Con el índice de dilatación (C_s), se determinó la pendiente de la línea de sobreconsolidación (k), se tiene la siguiente ecuación (29) [1], [2]:

$$k = \frac{C_s}{2.303} \quad (29)$$

2.2.16. Pendiente de la línea de estado crítico (M).

Con el ángulo de fricción efectivo (Φ') se obtuvo la pendiente de la línea de estado crítico (M), como se muestra en la ecuación (30) [1], [2]:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (30)$$

2.3. Configuración de la modelación.

Un breve resumen del procedimiento se describe a continuación:

2.3.1. Introducción de materiales y propiedades.

Se creó material isotrópico para cada modelo constitutivo Mohr Coulomb, Hardening Soil y Cam Clay, ingresando sus respectivos parámetros presentados en el Anexo 1.

Para el hormigón se creó material isotrópico – elástico – estructural con las siguientes características:

$$E = 21000000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$$

Dónde:

E = Módulo de elasticidad teórico;

ν = Coeficiente de Poisson;

γ = Peso volumétrico.

Para las propiedades se adaptó el suelo y el hormigón como elemento 3D.

2.3.2. Adaptación de la geometría

El suelo se modeló con forma de cubo, ingresando el origen, el ancho y la profundidad de cada estrato.

Los pilotes se modelaron con forma de cilindro, ubicado en el centro del cubo (suelo) con sus respectivos diámetros y longitudes de pilotes.

2.3.3. Selección de malla

La generación del mallado se utilizó “Auto-Solid” 3D, el tamaño de malla debe ser refinado en el pilote por ser el centro de estudio, en este caso se usó tamaño de 0.5m para todos los pilotes con su respectivo material, en el suelo dependiendo del ancho del cubo se usaron valores entre 2m a 3m con su respectivo material para cada estrato. Se activo las opciones avanzadas con el botón de “Higher-Order Element” lo que permite obtener cálculos con mayor precisión.

2.3.4. Colocación de interfaz

Se utilizó el comando “Interface – plane”, esto ayuda a que exista una conexión entre el material del suelo y el estructural, para que exista esta conexión entre la rigidez de los elementos y los parámetros no lineales, se calculan la rigidez normal (K_n) y tangencial (K_t) que la interfaz usa con las ecuaciones (31) y (32) relacionadas con el Módulo edométrico ($E_{oed.i}$) y el Módulo de corte de cada estrato (G_i), a su vez la cohesión (c) y fricción (Φ) de la interfaz ecuaciones (33) y (34), se activó el asistente de interfaz (wizard) el cual calcula estos valores ingresando el espesor virtual (tv) y el factor de reducción (R).

$$K_n = \frac{E_{oed.i}}{tv} \quad (31)$$

$$K_t = \frac{G_i}{tv} \quad (32)$$

$$c_i = R * c_{suelo} \quad (33)$$

$$\Phi = \tan^{-1}(R * \tan \Phi_{suelo}) \quad (34)$$

Los valores recomendados para el espesor virtual (tv) varían en el rango de 0.01 ~ 0.1 depende de la diferencia que exista entre los materiales. En este caso se usó el valor tv=0.1.

Para el factor de reducción entre materiales se recomiendan los siguientes valores, dependiendo de la homogeneidad de los estratos.

Suelo/hormigón en arenas: 0.8 – 1.0

Suelo/hormigón en arcillas: 0.7 – 1.0

En este caso para arenas se usó R=0.9 y en arcillas R=0.8.

Para finalizar en la interfaz se crea un “Rigid link” para simular la excavación en el proceso de construcción por etapas.

2.3.5. Elección del contorno delimitante (apoyos)

Se activó el comando “Auto – Constrain” lo que define automáticamente las condiciones de frontera para análisis de esfuerzos, restringiendo los desplazamientos en los ejes (x, y, z).

2.3.6. Distribución de peso propio

Se activó la gravedad “Self weight” para tomar en cuenta el peso de los materiales.

2.3.7. Colocación de cargas

En este caso se colocaron las cargas axiales en los ejes de las caras superiores de cada pilote con el comando “Force”, o se puede ingresar el esfuerzo con el comando “Pressure” al dividir la carga axial para el área del pilote. Un caso analizado mostró similares resultados al cargar el pilote utilizando fuerza concentrada en el nodo central de la cabeza del pilote o al aplicar un esfuerzo uniformemente distribuido.

2.3.8. Delimitación del proceso constructivo

Se uso el proceso por etapas constructivas “Construction stage” con el propósito de simular la excavación, posterior hormigonado de los pilotes, y aplicación de las cargas tomando en cuenta el nivel freático. Es decir, se tomó en cuenta las siguientes etapas:

Inicial: se ingresaron los materiales del suelo, condiciones de frontera, gravedad y se activó “rigid link”.

Pilote: se ingresó el pilote, la interfaz y se desactivó el rigid link.

Carga: se activaron las cargas. Particularmente en este estudio, cada carga discreta que reproduce la prueba de campo fue aplicada en un solo incremento por observar diferencias de resultados cuando la carga de falla impuesta se subdivide en incrementos.

2.3.9. Análisis del caso

En “General Analysis” se creó el proyecto con sus respectivos nombres, seleccionando las etapas constructivas, luego en “Analysis Control” se consideró la presión de agua “Water pressure”, se activó el “In-situ Analysis” para tomar en cuenta el coeficiente de presión de tierras en reposo con el comando “K0 condition”.

2.3.10. Resultados

Realizado todo este proceso se activó el comando “Perform” haciendo que el programa resuelva los casos de análisis propuestos.

Una vez que finalizó este proceso se extrajeron los resultados de deformación necesarios para la recreación de las curvas.

3. Resultados y Discusión.

A continuación, se presentan las gráficas de carga vs deformación y las gráficas de comparación entre los desplazamientos normalizados por diámetro de pilote para los respectivos modelos constitutivos: Mohr Coulomb (MC), Hardening Soil (HS), Cam Clay

(CC) analizados con el programa Midas GTS NX. El obtener un coeficiente de correlación R^2 mayor al 90% significa que los datos se ajustan al modelo inicial siempre y cuando exista poca desviación entre los valores obtenidos de la prueba de carga y el derivado del modelamiento numérico.

3.1 Pilote TP1

Los resultados de las deformaciones con su respectiva carga modelada (Anexo 3.1). En la tabla 4 se presentan las deformaciones máximas de cada modelo constitutivo.

Tabla 4: Comparación de resultados.

Parámetro comparativo	Modelos Constitutivos		
	MC	HS	CC
Deformación (mm)	13.51	13.32	14.26
Valor R2 (%)	98.95	98.62	98.90
Desviación estándar	1.74	1.79	1.45

Se graficaron los resultados figura 5, se observa que las curvas de los tres modelos son muy parecidas entre sí, un poco alejadas de la prueba de carga, sin embargo, la carga de falla es cercana a 1500 KN (flecha color tomate).

Si a la carga de falla de 1500 KN se le aplica un Factor de seguridad de 2.5 para determinar la carga admisible en el pilote, resulta un valor de 600 KN, en donde los desplazamientos axiales obtenidos con los tres modelos y la prueba de carga difieren a lo sumo en 1 mm, valor que se considera aceptable en problemas donde se involucran asentamientos.

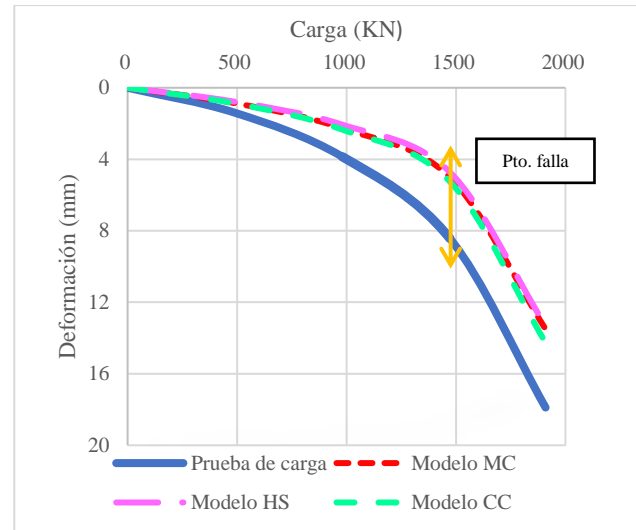


Figura 5: Carga vs deformación, pilote TP1

Los valores del R^2 y la desviación estándar mostrados en la tabla 4 demuestran que tuvo éxito el recrear este pilote con el modelamiento realizado ya que en la figura 6, la pendiente de la curva es cercana a 1, (Anexo 4).

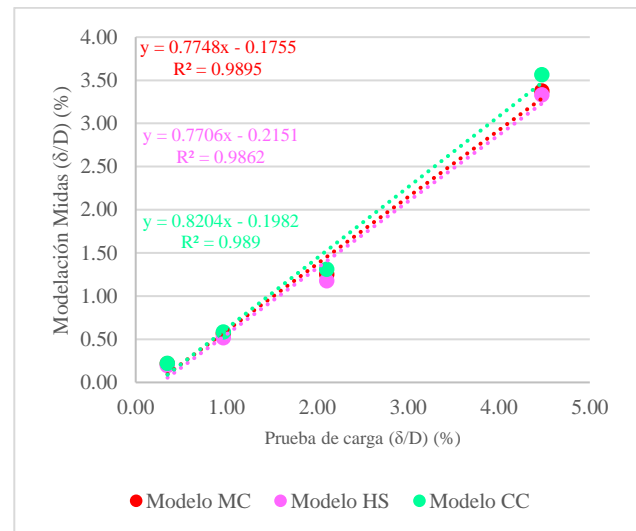


Figura 6: Desplazamientos normalizados por diámetro, pilote TP1.

Para los materiales de este pilote y sus características, se puede afirmar que los tres modelos son muy próximos entre sí, alejados de la prueba de carga escasos 3 mm en la condición de falla.

La máxima deformación ocurrió en la cabeza del pilote para los tres modelos analizados, el

efecto de fricción entre el fuste del pilote y el suelo circundante fueron los encargados de disipar la carga axial, alcanzando en la punta del pilote muy bajos desplazamientos (Anexo 5).

3.2 Pilote E3

Para el pilote E3 se tienen los resultados de las deformaciones (Anexo 3.2). La característica de este pilote es que sus estratos son limosos, adaptándose mejor al modelo Mohr Coulomb por cuanto la deformación y carga de falla es próxima a la de la prueba de carga, figura 7.

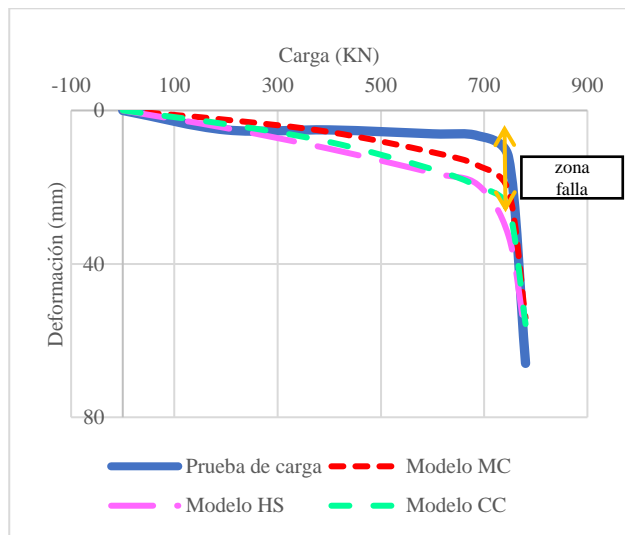


Figura 7: Carga vs deformación, pilote E3

Sus valores de R^2 , desviación estándar y deformación máxima se presentan en la tabla 5, los valores de desviación estándar en este caso son elevados en relación con los demás pilotes sucede este incremento ya que las zonas intermedias de las curvas presentan desviaciones mayores, pero al llegar a la zona de falla los tres modelos se acercan a la zona de falla de la prueba de carga.

Las deformaciones de este pilote sucedieron uniformemente, desplazándose en conjunto como un todo, desde el tope a la base del pilote.

Los valores de deformación en la punta son similares a los de la cabeza del pilote a excepción del modelo Cam Clay el cual tuvo mayor deformación en punta en comparación con la

deformación en la cabeza del pilote. La deformación total en este caso sería la sumatoria de las deformaciones en la cabeza, fuste, punta del pilote y suelo (Anexo 5). En este caso se produce plastificación a lo largo de todo el pilote incluyendo la punta, con asentamientos importantes al alcanzar altas deformaciones en la condición de falla.

Tabla 5: Comparación de resultados.

Parámetro comparativo	Modelos Constitutivos		
	MC	HS	CC
Deformación cabeza (mm)	54.10	58.97	55.69
Deformación punta (mm)	54.10	54.06	62.10
Valor R^2 (%)	93.38	84.68	91.33
Desviación estándar	7.72	9.81	7.45

Este pilote se modeló con el material Cam Clay para todos sus tres estratos limosos debido a que los datos de índice de plasticidad fueron aportados por la tesis base, lo que permitió analizar este caso, sus pendientes son similares pero el Modelo Mohr Coulomb se acercó más al ajuste de la curva de carga vs deformación, figura 8:

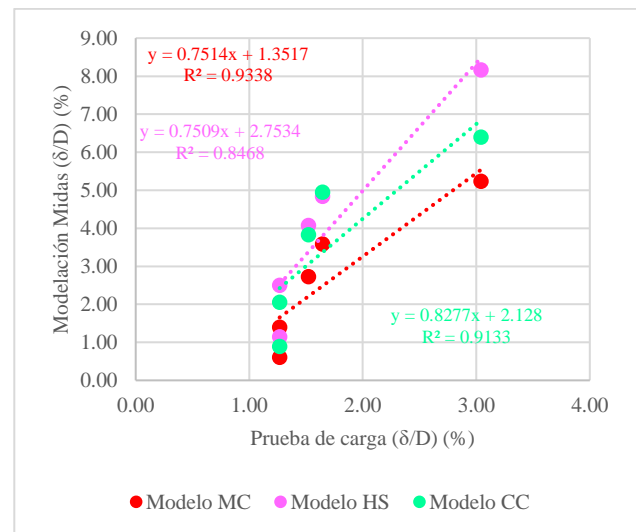


Figura 8: Desplazamientos normalizados por diámetro, pilote E3

3.3 Pilote P16

Se evidencia como el modelo Cam Clay se ajusta perfectamente a la curvatura de la prueba de carga figura 9, demostrando que los pilotes con estratos en su mayoría arcillosos se relacionan con el modelo mencionado. A la par las dos curvas de los demás modelos presentan una

tendencia a la deformada adecuada, resultados anexados en la tabla 3.3.

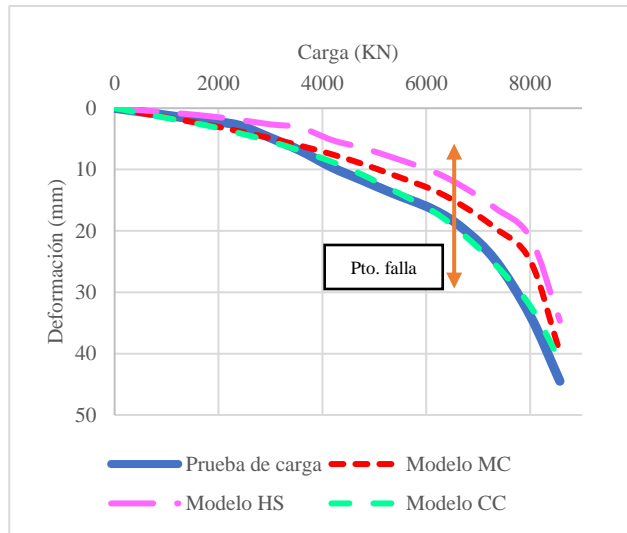


Figura 9: Carga vs deformación, pilote P16

Los valores del R^2 , desviación estándar y deformación máxima se muestran en la tabla 6:

Tabla 6: Comparación de resultados.

Parámetro comparativo	Modelos Constitutivos		
	MC	HS	CC
Deformación (mm)	39.77	34.64	41.07
Valor R^2 (%)	98.2	97.95	99.49
Desviación estándar	2.84	3.7	1.29

Se observa que las líneas de tendencia de las comparaciones tienen la misma pendiente a excepción del modelo Cam Clay con pendiente aproximada al 45° (figura 10), es ideal para la simulación de materiales arcillosos corroborando su efectividad, cabe mencionar que además la mayoría de la información fue proporcionada por el artículo publicado.

La importancia de la longitud del pilote se prioriza en que a mayor longitud menor deformación del suelo, este pilote cuenta con 70m de longitud, si el pilote es largo la plastificación sucede en el fuste y se disipa al llegar a la punta en contacto con el suelo, de tal manera las deformaciones máximas se evidencian en la cabeza del pilote en menor proporción hasta un poco menos de la mitad del

fuste, sin muestras de deformaciones al llegar a la punta del pilote (Anexo 5).

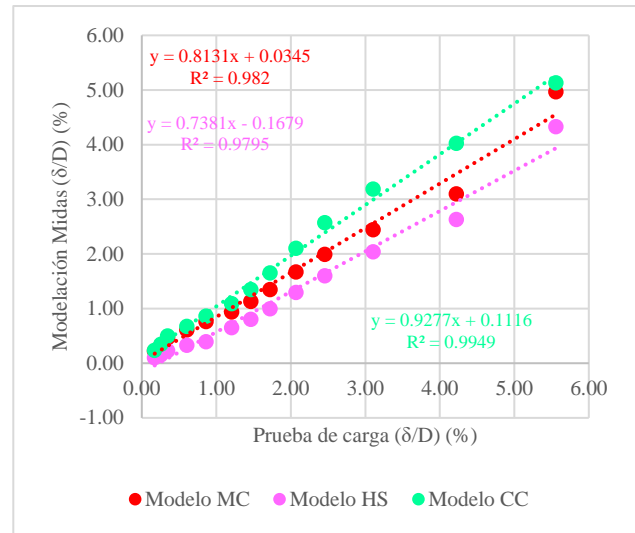


Figura 10: Desplazamientos normalizados por diámetro, pilote P16.

3.4 Pilote TP1-1

Resultados anexados en la tabla 3.4. La línea de la prueba de carga posee mayor curvatura que los modelados figura 11. En el caso del modelo Hardening Soil se asemeja a una recta hasta el punto de falla similar al de la curva de carga, las curvas de los modelos Mohr Coulomb y Cam Clay se aproximan a la curva, pero se alejan del punto de falla de la prueba de carga, se concluye que el modelo Hardening Soil se acercó a la realidad.

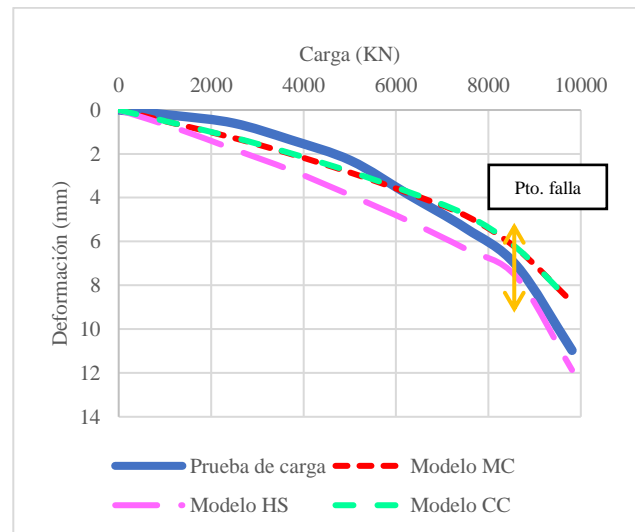


Figura 11: Carga vs deformación, pilote TP1-1

Los valores del R2, desviación estándar y deformación máxima se muestran en la tabla 7:

Tabla 7: Comparación de resultados.

Parámetro comparativo	Modelos Constitutivos		
	MC	HS	CC
Deformación (mm)	8.77	11.87	8.81
Valor R2 (%)	99.3	99.03	99.4
Desviación estándar	0.99	0.38	0.97

Los valores de desviación estándar son menores a 1, esto supone que este modelo fue analizado con mayor precisión.

La mayoría de los estratos en este pilote son arenosos lo que provoca que no exista mayor relevancia al análisis del Modelo Cam Clay, como evidencia al comportamiento de la combinación de los dos modelos Mohr Coulomb en los estratos arenosos y Cam Clay en el estrato de arcilla, se concluye que los valores de deformación son iguales sin mayor diferencia ya que la arena predomina en este caso de análisis, lo que deja como resultado la sobreposición de resultados mostrados en las figuras 11 y 12.

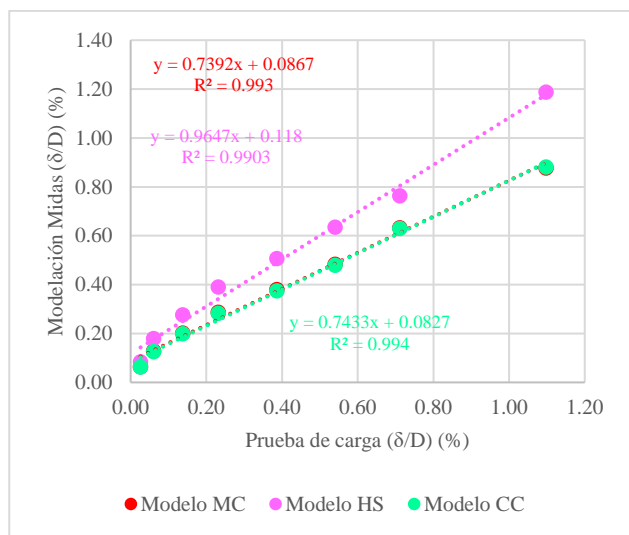


Figura 12: Desplazamientos normalizados por diámetro, pilote TP1-1

En cuanto a deformaciones los máximos valores se localizan en la cabeza del pilote, minimizándose las deformaciones a lo largo del fuste donde se desarrolla la plastificación del

suelo. En la punta del pilote se alcanzan desplazamientos entre 0.5mm a 1mm en el Modelo Hardening Soil, a diferencia de los modelos Mohr Coulomb y Cam Clay que no presentan valores de asentamientos en el suelo (Anexo 5).

3.5 Pilote TP3

Los resultados se anexan en la tabla 3.5, las curvas de este pilote en el caso de los modelos Mohr Coulomb y Cam Clay son más pronunciadas que la propia curva carga vs deformación alejadas del punto de falla (línea A). Para el modelo Hardening Soil su curvatura es similar al inicio, continuando con un ligero cambio en su curva provocando que sea más recto hasta el punto de falla (línea B) cercano al de la prueba de carga, figura 13.

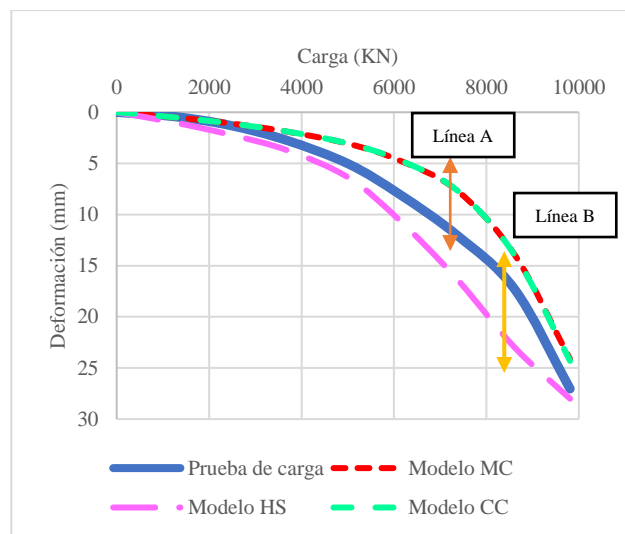


Figura 13: Carga vs deformación del pilote TP3

Los valores del R2, desviación estándar y deformación máxima se muestran en la tabla 8:

Tabla 8: Comparación de resultados.

Parámetro comparativo	Modelos Constitutivos		
	MC	HS	CC
Deformación (mm)	24.15	27.39	24.31
Valor R2 (%)	97.86	96.5	97.77
Desviación estándar	1.64	1.95	1.63

El mismo caso del pilote TP1-1 sucedió, con la sobreposición de los modelos Mohr Coulomb y Cam Clay, figuras 13 y 14.

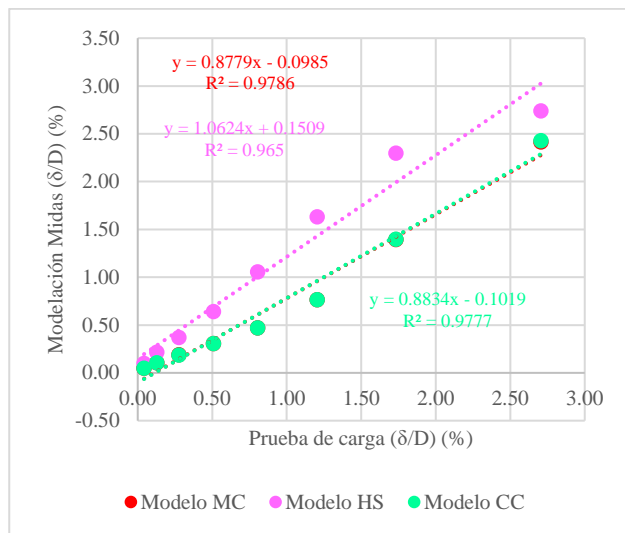


Figura 14: Desplazamientos normalizados por diámetro, pilote TP3

Las deformaciones máximas se encuentran en la cabeza del pilote con presencia de menores valores a lo largo del fuste donde está la plastificación. Se observó que en el Modelo Hardening Soil existen mínimos asentamientos en la punta en contacto con el suelo, con valores comprendidos entre 2mm a 4mm, sin llegar a plastificar el suelo ubicado en la punta del pilote.

En cuanto a los modelos Mohr Coulomb y Cam Clay, los valores de desplazamientos son cercanos a 0mm, produciendo que solo ocurra plastificación en el fuste y no en la punta del pilote (Anexo 5).

3.6 Pilote TP5

Resultados anexados en la tabla 3.6. El punto de falla de los tres modelos se encuentra alineado a la de la prueba de carga figura 15, pero en este caso el modelo Mohr Coulomb y Cam Clay tienen mayor similitud a lo largo de toda la curva, concluyendo que estos modelos se acercan a lo ensayado en campo.

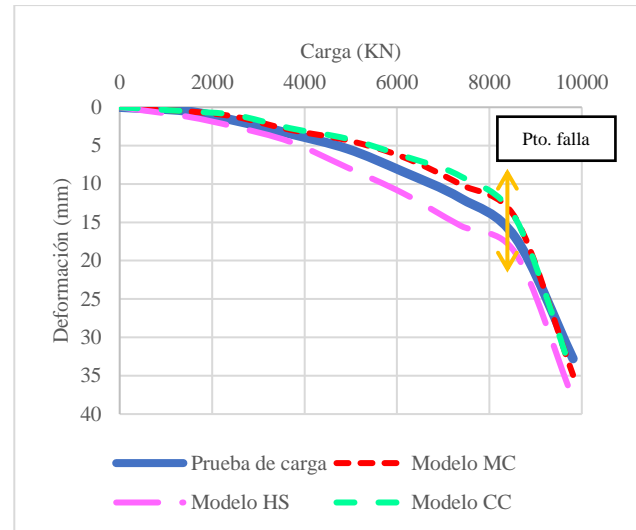


Figura 15: Gráfica carga vs deformación del pilote TP5

Los valores del R2, desviación estándar y deformación máxima se muestran en la tabla 9:

Tabla 9: Comparación de resultados.

Parámetro comparativo	Modelos Constitutivos		
	MC	HS	CC
Deformación (mm)	24.15	27.39	24.31
Valor R2 (%)	97.86	96.5	97.77
Desviación estándar	1.64	1.95	1.63

Al igual que los pilotes TP1-1 y TP3 este pilote solo tiene un estrato arcilloso, generando la misma observación sobre la sobreposición de valores entre los modelos Mohr Coulomb y Cam Clay, figuras 15 y 16.

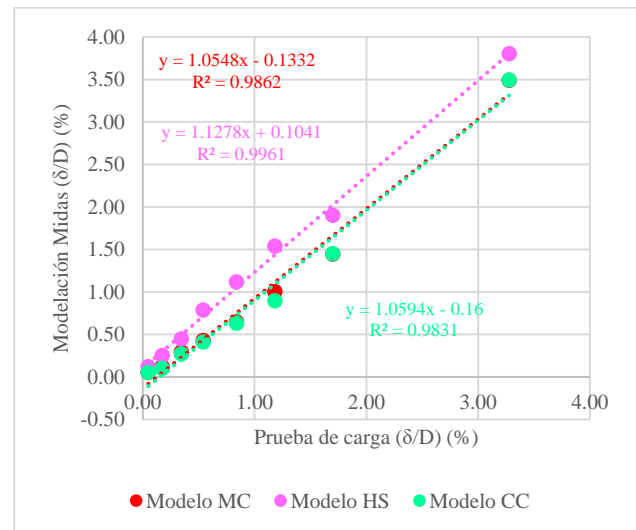


Figura 16: Desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP5

Las deformaciones máximas se encuentran en la cabeza del pilote, se observan mínimos valores de desplazamientos a lo largo del fuste donde se encuentra la plastificación en contacto con el suelo, los valores de asentamientos en la punta del pilote son cercanos a 0mm para los tres modelos, lo que significa que no existe plastificación en la punta del pilote, (Anexo 5).

4. Conclusiones.

- Se realizó la modelación numérica de seis pilotes sometidos a carga axial pseudo estática utilizando el software Midas GTS NX, usando varios modelos constitutivos elasto – plásticos, seleccionando el que mejor reprodujo el comportamiento real de la carga axial versus deformación. El Modelo constitutivo Cam Clay es ideal para simular el comportamiento de suelos cohesivos en contacto con el pilote, porque además de los parámetros de resistencia considera la consolidación de cada estrato a través de las líneas de consolidación y sobreconsolidación. En el caso de suelos estratificados con arenas y arcillas en general se observa que los tres modelos se acercan con buena aproximación a los resultados de la prueba de carga. El Modelo Hardening Soil presenta una curvatura inicial, acercándose con buena precisión a la condición de falla tanto en carga como en desplazamiento. En cuanto al Modelo Mohr Coulomb presenta resultados cercanos a la prueba de carga, por lo que este método puede utilizarse como una aproximación inicial. Cada uno de los modelos constitutivos utilizados en el programa llegaron a valores de deformación aceptables en la condición de carga admisible en el pilote.
- Se determinó mediante correlaciones los parámetros geotécnicos faltantes, que eran necesarios para ingresar en la modelación numérica. Se tiene en cuenta que en el Modelo Mohr Coulomb se han ingresado parámetros de resistencia y rigidez no drenadas en arcillas, pero en los modelos

Hardening Soil y Cam Clay los parámetros de rigidez y resistencia solicitados por el programa para estratos conformados de arcilla deben ser efectivos o drenados.

- Se comprobó la diferencia que existe entre la aplicación de carga axial puntual y carga axial distribuida en términos de esfuerzos. En el pilote P16 Modelo Hardening Soil se realizó la modelación de los dos métodos de análisis concluyendo que para la carga puntual las deformaciones se concentran en el eje del pilote lo que produce que en los extremos se desplace en menor proporción, para las cargas distribuidas o esfuerzos el pilote se desplace más uniformemente, siendo las curvas de carga vs desplazamiento muy similares en ambos casos (Anexo 6).
- Se demostró que las gráficas de los resultados de las deformaciones varían considerablemente si se aplica el método de fuerza de falla por incrementos a diferencia de la aplicación de fuerzas discretas directas. El mismo ejemplo se realizó para el pilote P16 modelo Hardening Soil con el que se evidencia que la curva en el primer caso fue más lineal, aunque su valor final de deformación fue más cercano al de la prueba de carga, en el segundo caso la curvatura tiene mejor adaptación a la prueba de carga que fue el objetivo de esta investigación (Anexo 7).
- Se verificó que los dos métodos de aplicación de carga puntual y carga distribuida por sometimiento de todas las cargas llegan al mismo resultado obteniendo gráficas cercanas a la prueba de carga (Anexo 8).
- Se utilizó la regresión lineal con el R^2 y la desviación obteniendo resultados mayores al 90% y valores de desviación estándar cercanas a 1mm en su mayoría, a excepción del pilote E3 el cual posee valores mayores a 5mm, pero razonables en cuanto a los resultados de la prueba de carga. Se utilizó estos parámetros estadísticos para comprobar que los resultados se encuentren dentro de lo aceptable.

- Se concluye que los modelos constitutivos elasto – plásticos dependen directamente de la cantidad de información que se disponga y que sea representativa de los estratos que influyen en la respuesta del pilote, es decir que mientras menos correlaciones se apliquen a los datos, mejor ajuste se obtendrá a las pruebas de campo. Un ejemplo se observa en el pilote P16 debido a la cantidad de información que se pudo extraer; las curvas son similares con pendientes parecidas, resultando valores de R^2 del 99%, además que debido a su estratificación arcillosa el modelo Cam Clay se ajustó a la curvatura de la prueba de carga sin notar diferencias relevantes entre ambas.
- Se recomienda que el área del suelo modelado sea mayor en dos o tres veces la mayor profundidad de los estratos para evitar errores de análisis generados por los bulbos de presión del pilote. En cuanto a materiales en el modelo constitutivo Hardening Soil, en arenas si no se tiene valores de cohesión usar 0.2 KN/m² de tal manera que no genere error de convergencia en el programa.

Referencias.

- [1] J. Ameratunga. et. Al, “Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering” Developments in Geotechnical Engineering, Ed. Springer, India, 2016, pp. 40 - 103.
- [2] R.B.J. Brinkgreve, “Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application,” Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, Washington 2013.
- [3] Midas GTS NX, *Manual de Usuario Midas GTS NX* 2020, cap. 4. 2020.
- [4] O. A. Rosales, F. Pinto, M. A. Terceros. “Comportamiento a carga axial de pilotes con sistema de expansión y desplazamiento total,” CONGRESO UPADI, Argentina 2014.
- [5] P.L. Rocha, “Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento a compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade,” Tesis doctoral, Escuela Politécnica de la Universidad de São Paulo, São Paulo, 2001.
- [6] S. Lu, N. Zhang, S. Shen, A. Zhou, H. Li. “A deep-learning method for evaluating shaft resistance of the cast-in-site pile on reclaimed ground using field data”. ISSN 1862-1775, China 2020.
- [7] H. Allelahi, M. Adampira. “Comparison between empirical and experimental ultimate bearing capacity of bored piles-a case study”. Saudi Society for Geosciences, Irán 2015.
- [8] C. P. Krage, N. S. Broussard, J. T. DeJong. “Estimating rigidity index (I_R) based o CPT measurements,” 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, USA 2014.
- [9] R. Sánchez, “Caracterización constitutiva de las arenas limosas de Diagonal Mar” [online] capítulo 5, 2004. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3440/31532-9.pdf?sequence=9&isAllowed=y>
- [10] A. Nieto, J. F. Camacho, E. F. Ruiz, “Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos”. Revista Ingenierías Universidad de Medellín vol. 8, No. 15, pp. 75 – 91, 2009.
- [11] R. Oriol, J. Dusko. “Parámetros Geotécnicos para la caracterización elastoplástica de suelos, ejemplos de modelizaciones con PLAXIS,” Jornadas Técnicas Ilustre Colegio Oficial de Geólogos de Cataluña, España 2009.
- [12] Midas GTS NX, *Manual de Usuario Midas GTS NX* 2020, cap. 6. 2020.
- [13] J. A. Alva. “Cimentaciones profundas” [online] Perú: Universidad Nacional de Ingeniería. Disponible en: http://www.jorgealvahurtado.com/files/labgeo2_5_a.pdf

- [14] Y. Valencia, J. Camapum, L. Lara. “Aplicaciones adicionales de los resultados de pruebas de carga estáticas en el diseño geotécnico de cimentaciones;” Dyna vol. 79, pp. 182 – 190. Colombia 2012.
- [15] L. Ibañez. “Pruebas de carga no destructivas en pilotes,” Dyna vol.75, pp. 57 – 61, Colombia 2008.
- [16] A. Aarón, A. Sámano. “Pruebas de carga dinámicas y estáticas de pilas de cimentación en una refinería en Minatitlán, Veracruz”. XVI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, pp. 20 – 25. México 2019.
- [17] P. Prat. “Ecuaciones Constitutivas Elasticidad y Plasticidad” [online] España: Universidad Politécnica de Cataluña 2006, Disponible en: https://portal.camins.upc.edu/materials_guia/250131/2012/Elasticitat-Plasticitat.pdf
- [18] S. R. Barbey “Mecánica de suelos”. S.I., s.n., s.a. p. 281-318.
- [19] M. Das, Braja. “Principios de ingeniería de Cimentaciones”. Braja M. Das. Editorial Thomson. México 1999. 4ta edición. 855 pág.
- [20] C. R. Caballero, “Evaluación numérico experimental del comportamiento bajo carga axial de pilotes”, Argentina 2007.

Anexos

Anexo 1: Datos iniciales utilizados en el programa MIDAS GTS NX

Pilote TP1

PILOTE TP1																		
N° Estrato	Clasificación SUCS	z m	γ KN/m ³	ko	Parámetros Resistencia			Parámetros Elásticos			Parámetros Rigidez				Parámetros Modelo Cam Clay			
					Su	c'	Φ'	v	Eu	E'	Erefoed	Eref50	Erefur	m	OCR	λ	k	M
					KPa	KPa	°		KPa	KPa	KPa	KPa	KPa					
1	CL	1.8	17.92	0.60	107.24	10.72	23.35	0.376	24575.0	21298.33	114966.18	114966.18	344898.53	1.00	1.52	0.16	0.03	0.91
2	SP - SM	8.0	18.29	0.47	-	-	32.00	0.320	-	8734.45	18546.81	18546.81	55640.43	0.50	-	-	-	-
3	SP - SM	11.0	19.33	0.40	-	-	37.00	0.285	-	18315.65	29070.27	29070.27	87210.82	0.50	-	-	-	-
4	SP - SM	14.0	17.81	0.43	-	-	35.00	0.299	-	14527.65	21185.20	21185.20	63555.60	0.50	-	-	-	-
5	CL	16.0	21.00	0.62	357.94	35.79	22.28	0.383	110000.0	95333.33	166108.16	166108.16	498324.49	1.00	1.00	0.19	0.04	0.87
6	SP - SM	23.0	22.00	0.34	-	-	41.00	0.256	-	25200.50	27859.37	27859.37	83578.11	0.50	-	-	-	-
	N. F.	3.00																

Pilote E3

PILOTE E3																		
N° Estrato	Clasificación SUCS	z m	γ KN/m ³	γ_s KN/m ³	e	ko	P. Resistencia		P. Elasticidad		P. Rigidez				Parámetros Modelo Cam Clay			
							C	Φ	v	E	m	Erefoed	Eref50	Erefur	OCR	λ	k	M
							KPa	°		KPa		KPa	KPa	KPa				
1	MH	6.5	13.60	29.70	1.72	0.500	27.70	30.00	0.33	3460.00	1.00	3419.90	3419.90	10259.71	1.00	0.09	0.02	1.20
2	MH	14.0	15.50	29.83	1.52	0.625	58.70	22.00	0.38	23430.00	1.00	2361.73	2361.73	7085.20	1.00	0.12	0.02	0.86
3	MH	16.0	16.50	30.10	1.51	0.648	66.00	20.60	0.39	27183.00	1.00	2270.12	2270.12	6810.35	1.00	0.13	0.03	0.80
	N. F.	17.00																

Pilote P16

PILOTE P16																				
							P. Resistencia			P. Elasticidad			P. de Rigidez				Parámetros Modelo Cam Cla			
N° Estrato	Tipo de suelo	z	γ	γs	e	k0	Su	c´	Φ´	v	Eu	E'	Erefoed	Eref50	Erefur	m	OCR	λ	k	M
		m	KN/m3	KN/m3			KPa	KPa	°		KPa	KPa	KPa	KPa	KPa					
1	BF	4.5	17.00	19.00	-	0.58	28.64	9.40	25.00	0.366	7180.0	6538.77	45961.79	45961.79	137885.37	1.00	1.01	0.35	0.07	0.98
2	MC	10.5	15.00	17.00	-	0.89	20.19	9.80	6.60	0.470	4130.0	4046.06	77883.29	77883.29	233649.87	1.00	1.05	0.43	0.09	0.24
3	MC	17.0	16.00	18.00	1.33	0.89	24.45	9.80	6.60	0.470	4900.0	4800.41	74416.05	74416.05	223248.15	1.00	1.05	0.72	0.09	0.24
4	SC	20.0	18.00	20.00	0.67	0.73	73.23	35.30	15.40	0.423	33940.0	32207.85	190228.76	190228.76	570686.28	1.00	1.00	0.26	0.04	0.58
5	C	23.0	17.00	19.00	0.80	0.78	61.86	25.00	12.50	0.439	27120.0	26022.97	175360.59	175360.59	526081.77	1.00	1.00	0.35	0.04	0.47
6	C	29.0	18.00	20.00	0.53	0.72	100.55	41.10	16.20	0.419	50280.0	47563.05	213444.46	213444.46	640333.38	1.00	1.00	0.23	0.04	0.62
7	C	36.0	18.00	20.00	0.67	0.76	102.76	36.70	14.10	0.431	51380.0	49004.49	224474.56	224474.56	673423.69	1.00	1.02	0.32	0.04	0.53
8	C	38.0	19.00	21.00	0.53	0.78	93.54	29.10	13.00	0.437	46120.0	44171.75	213679.32	213679.32	641037.95	1.00	1.03	0.23	0.04	0.49
9	SC	43.0	17.00	19.00	0.73	0.70	156.41	44.60	17.30	0.413	78210.0	73656.70	247678.29	247678.29	743034.86	1.00	1.00	0.38	0.04	0.66
10	C	49.0	18.00	20.00	0.71	0.77	113.00	31.00	13.20	0.436	56500.0	54072.54	224510.29	224510.29	673530.87	1.00	1.00	0.17	0.04	0.49
11	SC	58.0	18.00	20.00	0.53	0.77	131.43	31.00	13.20	0.436	65720.0	62896.41	235981.25	235981.25	707943.76	1.00	1.00	0.41	0.04	0.49
12	WP	80.0	17.00	19.00	0.40	0.71	172.26	43.80	16.60	0.417	95330.0	90034.45	243845.25	243845.25	731535.76	1.00	1.00	0.09	0.03	0.63
	N. F.	0.00																		

Simbología	
BF=	relleno
MC=	arcilla marina fangosa
SC=	arcilla limosa
C=	arcilla
WP=	cuarcita degradada

Pilote TP1-1

PILOTE TP1-1																				
						Parámetros Resistencia				Parámetros Elasticidad			Parámetros Rigidez z				Parámetros Modelo Cam Clay			
N° Estrato	Tipo de suelos	z	γ	γ_s	k0	Su	c´	$\Phi´$	Ψ	v	Eu	E'	Erefoed	Eref50	Erefur	m	OCR	λ	k	M
		m	KN/m3	KN/m3		KPa	KPa	°	°		KPa	KPa	KPa	KPa	KPa					
1	Relleno	6.0	19.08	21.00	0.46	-	-	33.00	3.00	0.313	-	30000.00	70490.75	70490.75	211472.24	0.50				
2	Arena	10.0	19.54	22.00	0.46	-	-	33.00	3.00	0.313	-	33000.00	59474.73	59474.73	178424.20	0.50				
3	Arcilla	21.0	19.21	21.00	0.62	55.00	5.50	22.12	-	0.384	23000.00	19933.33	31410.79	31410.79	94232.37	1.00	4.15	0.20	0.04	0.86
4	Arena	29.0	20.80	23.00	0.37	-	-	39.00	9.00	0.270	-	66000.00	64085.45	64085.45	192256.36	0.50				
5	Limo	36.0	21.50	24.00	0.33	-	-	42.00	12.00	0.249	-	82500.00	69191.71	69191.71	207575.13	0.50				
	N. F.	0.00																		

Pilote TP3

PILOTE TP3																				
						Parámetros Resistencia				Parámetros Elasticidad			Parámetros Rigidez				Parámetros Modelo Cam Cla			
N° Estrato	Tipo de suelos	z	γ	γs	k0	Su	c´	Φ´	Ψ	v	Eu	E'	Erefoed	Eref50	Erefur	m	OCR	λ	k	M
		m	KN/m3	KN/m3		KPa	KPa	°	°		KPa	KPa	KPa	KPa	KPa					
1	Relleno	6.0	19.08	21.00	0.46	-	-	33.00	3.00	0.313	-	30000.00	70490.75	70490.75	211472.24	0.50				
2	Arena	10.0	19.54	22.00	0.46	-	-	33.00	3.00	0.313	-	33000.00	59474.73	59474.73	178424.20	0.50				
3	Arcilla	21.0	18.00	20.00	0.63	55.00	5.50	21.52	-	0.388	23000.00	19933.33	33157.12	33157.12	99471.37	1.00	2.36	0.23	0.05	0.84
4	Arena	28.0	20.80	23.00	0.37	-	-	39.00	9.00	0.270	-	66000.00	66996.25	66996.25	200988.75	0.50				
	N. F.	0.00																		

Pilote TP5

PILOTE TP5																				
						Parámetros Resistencia				Parámetros Elasticidad			Parámetros Rigidez				Parámetros Modelo Cam Cla			
N° Estrato	Tipo de suelos	z	γ	γs	k0	Su	c´	Φ´	Ψ	v	Eu	E	Eerfoed	Eref50	Erefur	m	OCR	λ	k	M
		m	KN/m3	KN/m3		KPa	KPa	°	°		KPa	KPa	KPa	KPa	KPa					
1	Relleno	6.0	20.24	22.00	0.43	-	-	35.00	5.00	0.299	-	42000.00	90675.50	90675.50	272026.50	0.50				
2	Arena	14.0	19.77	22.00	0.44	-	-	34.00	4.00	0.306	-	34500.00	50013.43	50013.43	150040.29	0.50				
3	Arcilla	15.0	20.50	22.00	0.60	150.00	15.00	21.61	-	0.387	75000.00	65000.00	120135.65	120135.65	360406.95	1.00	6.10	0.22	0.04	0.84
4	Arena	25.0	21.80	23.00	0.32	-	-	43.00	13.00	0.241	-	88500.00	83880.26	83880.26	251640.78	0.50				
	N. F.	0.00																		

Anexo 2: Tablas usadas en interpolación de datos.

Tabla 2.1: Valores típicos del Módulo no drenado. (pág. 78).

Clay	E_u (MPa)
Very soft clay	0.5–5
Soft clay	5–20
Medium clay	20–50
Stiff clay, silty clay	50–100
Sandy clay	25–200
Clay shale	100–200

After U.S. Army (1994) and Bowles (1986)

Tabla 2.2: Correlaciones para suelos granulares.

13.1.2. Consistency and related strength parameters

13.1.2.1. Granular soils

Consistency	γ (kN/m ³)	N (blows/ft)	ϕ' (°)	ϕ' (°)	E (°)
Very loose	11–16	0–4	26–30	29–32	<10
Loose	14–18	5–10	28–34	32–35	10–20
Medium	17–20	11–24	30–40	35–37	20–30
Dense	17–22	25–50	33–46	37–40	30–60
Very dense	20–23	<50	40–50	40–42	60–90

*Eurocode 1997-3/B1 [DYS 01]; **AASHTO 1988 [SAB 02].

Table 13.2. Consistency and related parameters for granular soils

Tabla 2.3: Correlaciones para suelos arcillosos.

13.1.2.2. Cohesive soils

Consistency	γ (kN/m ³)	S_u (kPa)	N (blows/ft)
Very soft	<14	0–25	0–1
Soft	14–17	25–50	2–4
Medium	16–19	50–100	5–8
Stiff	18–21	100–200	9–15
Very stiff	19–22	200–400	16–30
Hard	21<	>400	>30

Table 13.3. Consistency and related parameters for cohesive soils according to the AASHTO [SAB 02, p. 110]

Anexo 3: Tablas de resultados de deformaciones.

Tabla 3.1: Comparación de deformaciones entre prueba de carga y modelos constitutivos del pilote TP1

CARGA APLICADA	PRUEBA DE CARGA	MODELO MOHR COULOMB	MODELO HARDENING SOIL	MODELO CAM CLAY
KN	Deformación (mm)			
490.50	1.40	0.86	0.78	0.88
981.00	3.86	2.27	2.07	2.34
1471.50	8.42	5.01	4.71	5.24
1909.32	17.89	13.51	13.32	14.26

Tabla 3.2: Comparación de deformaciones entre prueba de carga y modelos constitutivos del pilote E3

CARGA APLICADA	PRUEBA DE CARGA	MODELO MOHR COULOMB	MODELO HARDENING SOIL	MODELO CAM CLAY
KN	Deformación (mm)			
200.00	5.07	2.43	4.59	3.58
400.00	5.07	5.60	9.99	8.22
600.00	6.09	10.89	16.29	15.33
687.60	6.59	14.33	19.36	19.79
747.11	12.17	20.93	32.67	25.60
780.17	65.94	54.10	58.97	55.69

Tabla 3.3: Comparación de deformaciones entre prueba de carga y modelos constitutivos del pilote P16

CARGA APLICADA	PRUEBA DE CARGA	MODELO MOHR COULOMB	MODELO HARDENING SOIL	MODELO CAM CLAY
KN	Deformación (mm)			
1190.48	1.38	1.80	0.81	1.89
1761.90	2.07	2.66	1.25	2.80
2380.95	2.76	3.73	1.88	4.02
3000.00	4.83	4.90	2.63	5.41
3571.43	6.90	6.11	3.16	6.92
4190.48	9.66	7.53	5.21	8.76
4761.90	11.72	9.05	6.45	10.81
5333.33	13.79	10.79	7.97	13.25
6142.86	16.55	13.37	10.36	16.86
6714.29	19.66	15.98	12.84	20.59
7333.33	24.83	19.56	16.32	25.51
8000.00	33.79	24.83	21.05	32.21
8571.43	44.48	34.77	34.64	41.07

Tabla 3.4: Comparación de deformaciones entre prueba de carga y modelos constitutivos del pilote TP1-1

CARGA APLICADA	PRUEBA DE CARGA	MODELO MOHR COULOMB	MODELO HARDENING SOIL	MODELO CAM CLAY
KN	Deformación (mm)			
1244.20	0.26	0.64	0.83	0.63
2488.40	0.60	1.28	1.79	1.25
3732.61	1.37	2.01	2.75	1.98
5024.68	2.31	2.87	3.90	2.82
6268.79	3.86	3.79	5.06	3.74
7512.99	5.40	4.83	6.35	4.78
8613.67	7.11	6.32	7.63	6.30
9810.00	10.97	8.77	11.87	8.81

Tabla 3.5: Comparación de deformaciones entre prueba de carga y modelos constitutivos del pilote TP3

CARGA APLICADA	PRUEBA DE CARGA	MODELO MOHR COULOMB	MODELO HARDENING SOIL	MODELO CAM CLAY
KN	Deformación (mm)			
1244.20	0.42	0.49	1.00	0.49
2440.53	1.27	1.08	2.18	1.08
3684.73	2.75	1.89	3.71	1.88
5024.68	5.07	3.09	6.42	3.08
6125.27	8.03	4.73	10.58	4.70
7369.47	12.04	7.67	16.34	7.65
8613.67	17.32	13.94	23.01	13.08
9810.00	27.04	24.15	27.39	24.31

Tabla 3.6: Comparación de deformaciones entre prueba de carga y modelos constitutivos del pilote TP5

CARGA APLICADA	PRUEBA DE CARGA	MODELO MOHR COULOMB	MODELO HARDENING SOIL	MODELO CAM CLAY
KN	Deformación (mm)			
1435.60	0.49	0.52	1.20	0.52
2488.40	1.73	1.22	2.54	1.01
3684.73	3.45	2.93	4.50	2.73
4928.94	5.42	4.31	7.87	4.11
6125.27	8.38	6.47	11.19	6.32
7369.47	11.83	10.05	15.41	8.97
8565.80	17.01	14.46	19.04	14.50
9810.00	32.78	34.91	38.04	34.95

Anexo 4: Gráficas de los desplazamientos normalizados por diámetro de pilote

Pilote TP1

Geometría	
Øn	L
cm	m
40.00	17.50
Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Mohr Coulomb
δ/D	δ/D
%	%
0.35	0.22
0.97	0.57
2.11	1.25
4.47	3.38

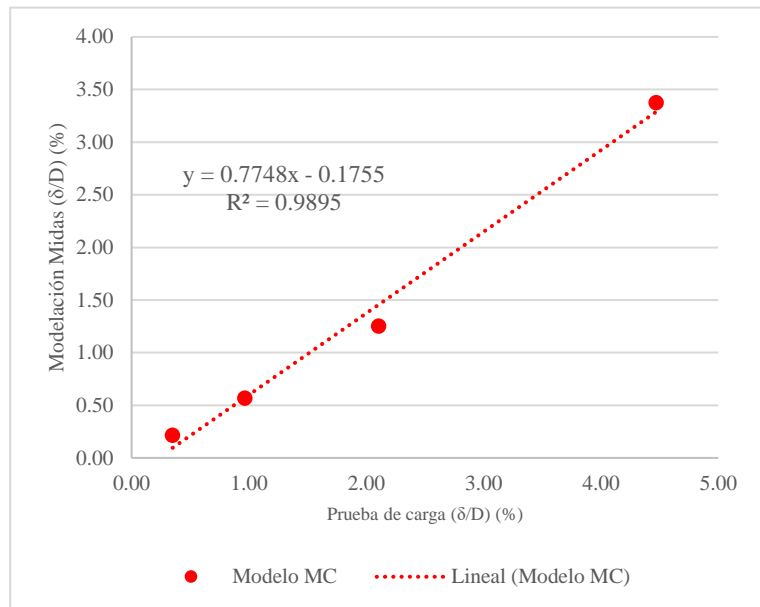


Figura 4.1: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP1, Modelo Mohr Coulomb

Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Hardening Soil
δ/D	δ/D
%	%
0.35	0.20
0.97	0.52
2.11	1.18
4.47	3.33

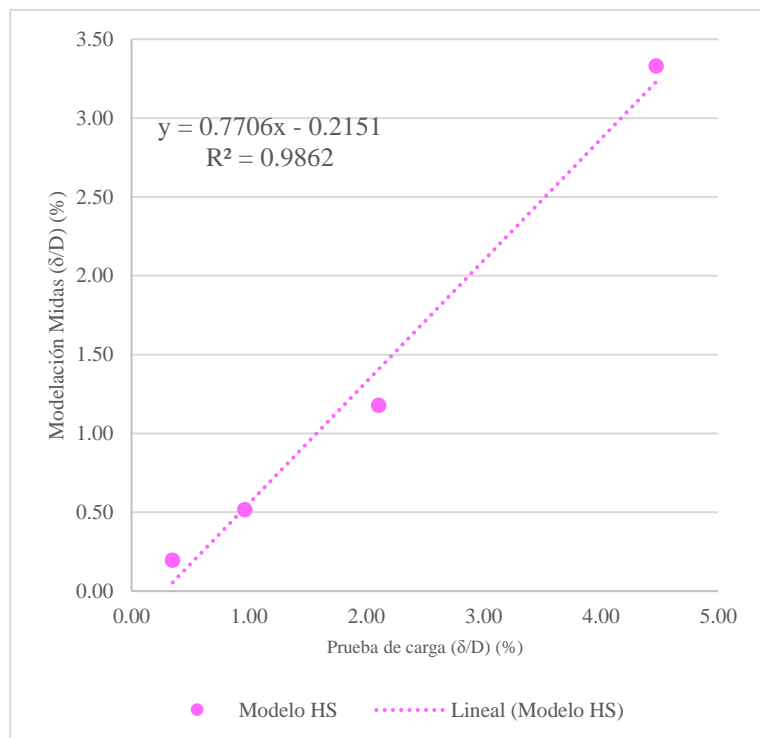


Figura 4.2: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP1, Modelo Hardening Soil

Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Cam Clay
δ/D	δ/D
%	%
0.35	0.22
0.97	0.59
2.11	1.31
4.47	3.57

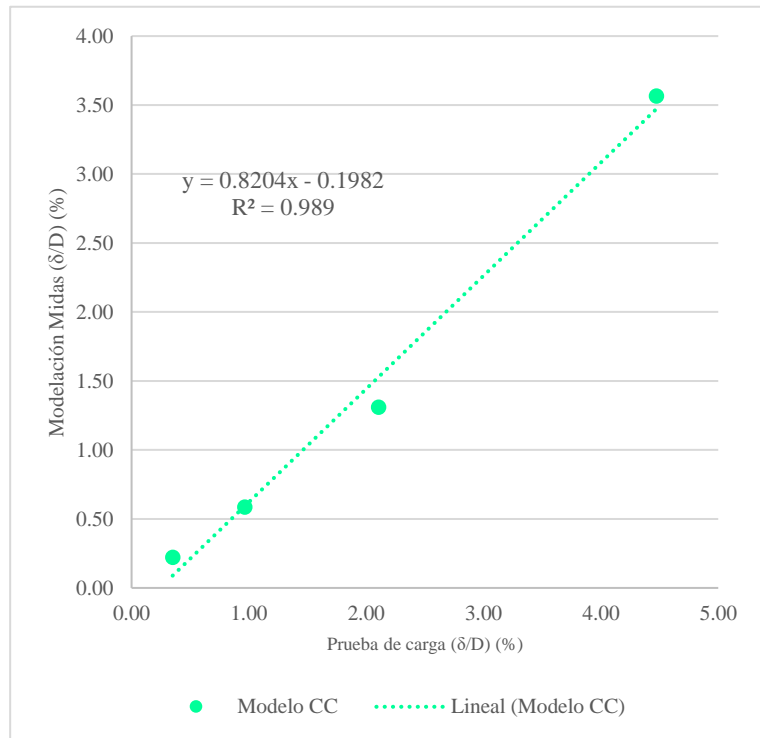


Figura 4.3: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP1, Modelo Cam Clay.

Pilote E3

Geometría	
Øn	L
cm	m
40.00	12.00

Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Mohr Coulomb
δ/D	δ/D
%	%
1.27	0.61
1.27	1.40
1.52	2.72
1.65	3.58
3.04	5.23

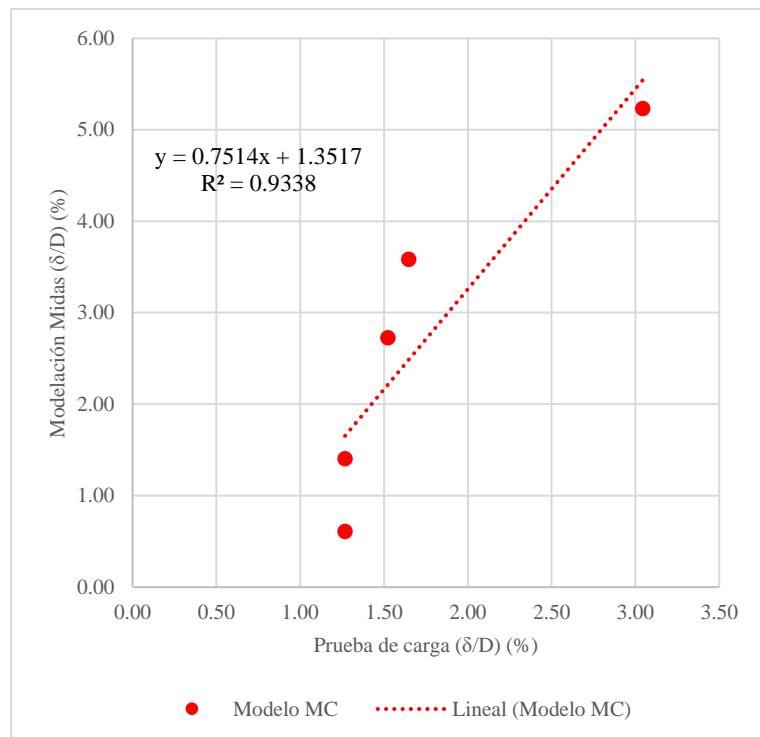


Figura 4.4: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote E3, Modelo Mohr Coulomb.

Prueba de carga	Modelo constitutivo Hardening Soil
δ/D	δ/D
%	%
1.27	1.15
1.27	2.50
1.52	4.07
1.65	4.84
3.04	8.17

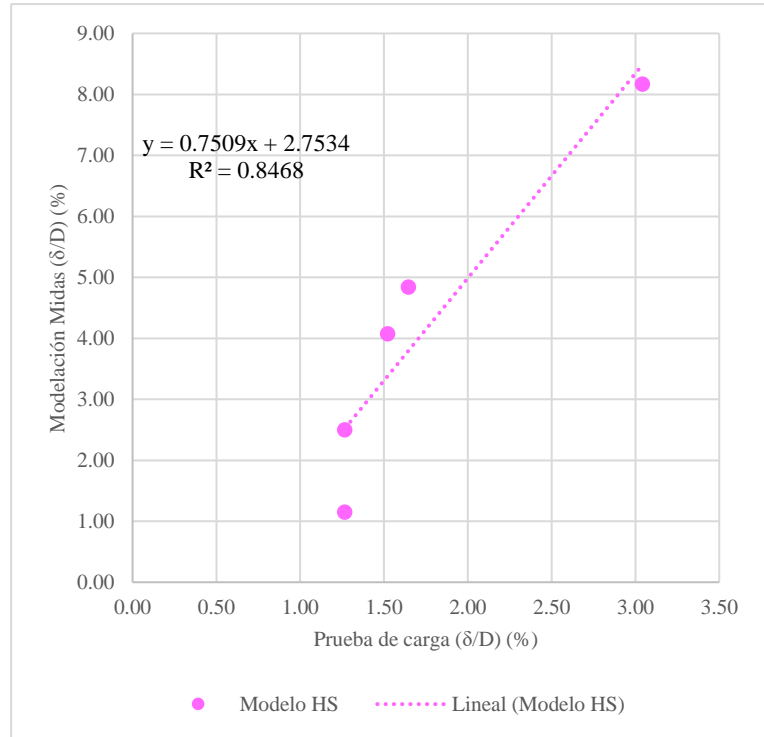


Figura 4.5: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote E3, Modelo Hardening Soil.

Prueba de carga	Modelo constitutivo Cam Clay
δ/D	δ/D
%	%
1.27	0.89
1.27	2.06
1.52	3.83
1.65	4.95
3.04	6.40

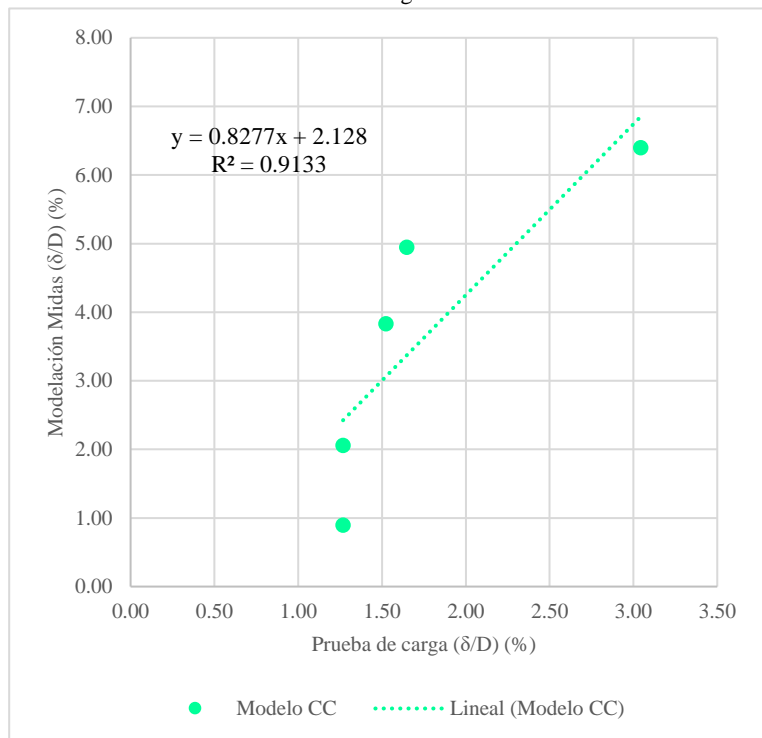


Figura 4.6: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote E3, Modelo Cam Clay.

Pilote P16

Geometría	
Øn	L
cm	m
80.00	70.00
Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Mohr Coulomb
δ/D	δ/D
%	%
0.17	0.22
0.26	0.33
0.35	0.47
0.60	0.61
0.86	0.76
1.21	0.94
1.47	1.13
1.72	1.35
2.07	1.67
2.46	2.00
3.10	2.44
4.22	3.10
5.56	4.97

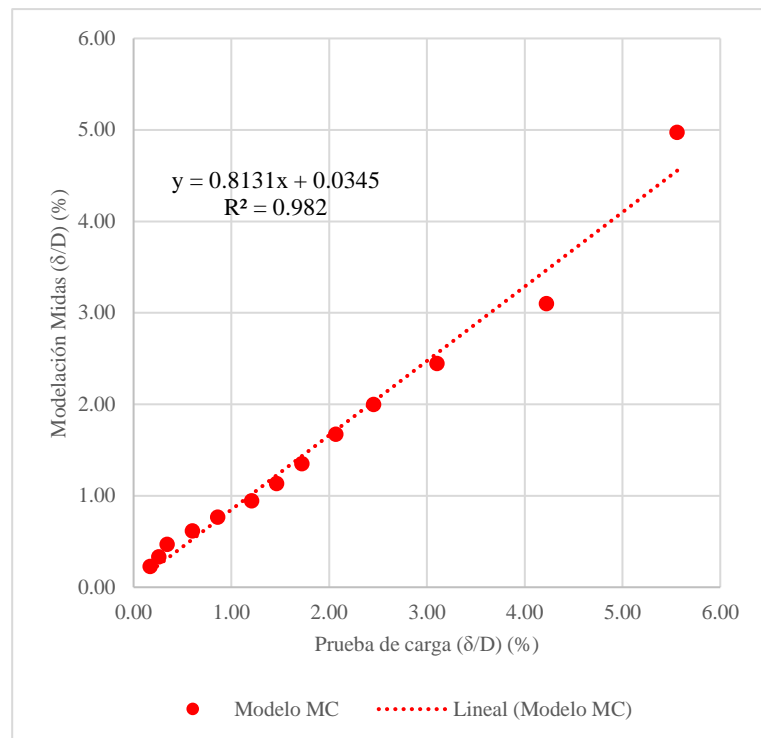


Figura 4.7: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote P16, Modelo Mohr Coulomb.

Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Hardening Soil
δ/D	δ/D
%	%
0.17	0.10
0.26	0.16
0.35	0.23
0.60	0.33
0.86	0.39
1.21	0.65
1.47	0.81
1.72	1.00
2.07	1.30
2.46	1.61
3.10	2.04
4.22	2.63
5.56	4.33

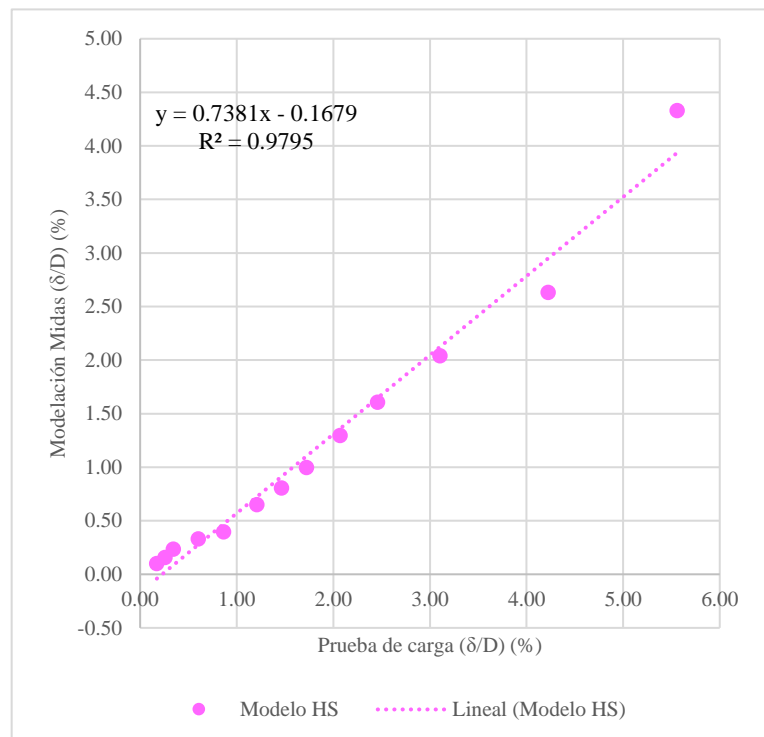


Figura 4.8: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote P16, Modelo Hardening Soil.

Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Cam Clay
δ/D	δ/D
%	%
0.17	0.24
0.26	0.35
0.35	0.50
0.60	0.68
0.86	0.86
1.21	1.09
1.47	1.35
1.72	1.66
2.07	2.11
2.46	2.57
3.10	3.19
4.22	4.03
5.56	5.13

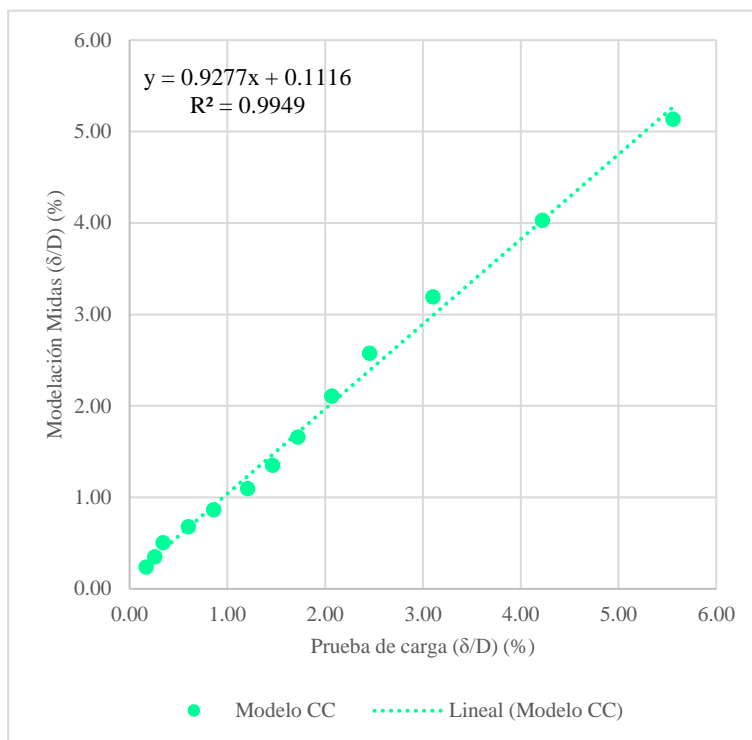


Figura 4.9: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote P16, Modelo Cam Clay.

Pilote TP1-1

Geometría	
Øn	L
cm	m
100.00	30.00
Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Mohr Coulomb
δ/D	δ/D
%	%
0.03	0.06
0.06	0.13
0.14	0.20
0.23	0.29
0.39	0.38
0.54	0.48
0.71	0.63
1.10	0.88

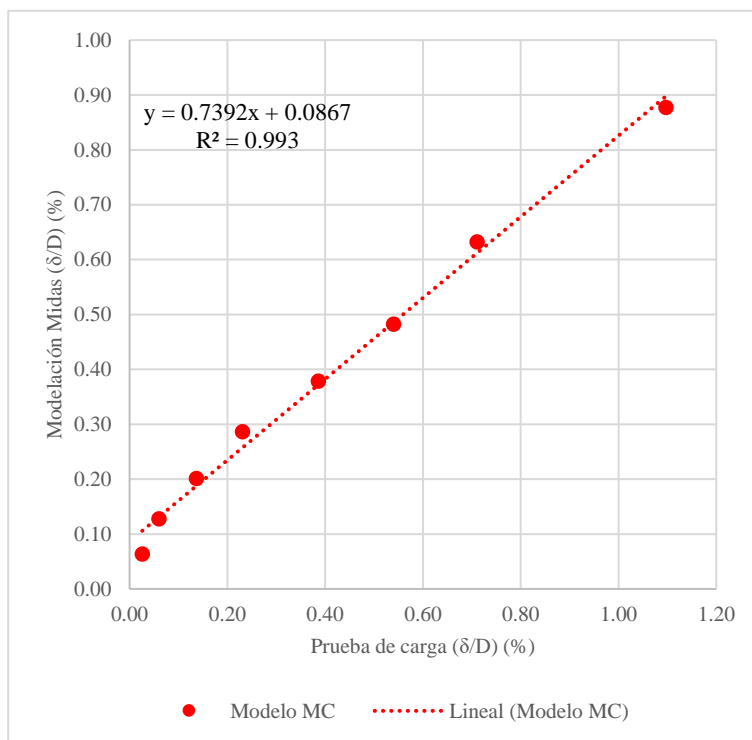


Figura 4.10: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP1-1, Modelo Mohr Coulomb.

Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Hardening Soil
δ/D	δ/D
%	%
0.03	0.08
0.06	0.18
0.14	0.28
0.23	0.39
0.39	0.51
0.54	0.63
0.71	0.76
1.10	1.19

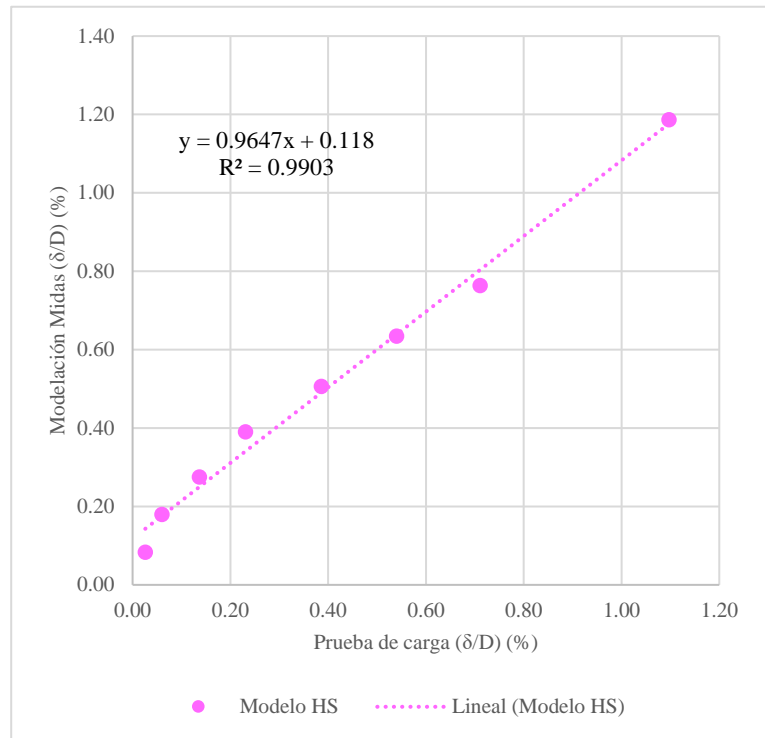


Figura 4.11: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP1-1, Modelo Hardening Soil.

Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Cam Clay
δ/D	δ/D
%	%
0.03	0.06
0.06	0.13
0.14	0.20
0.23	0.28
0.39	0.37
0.54	0.48
0.71	0.63
1.10	0.88

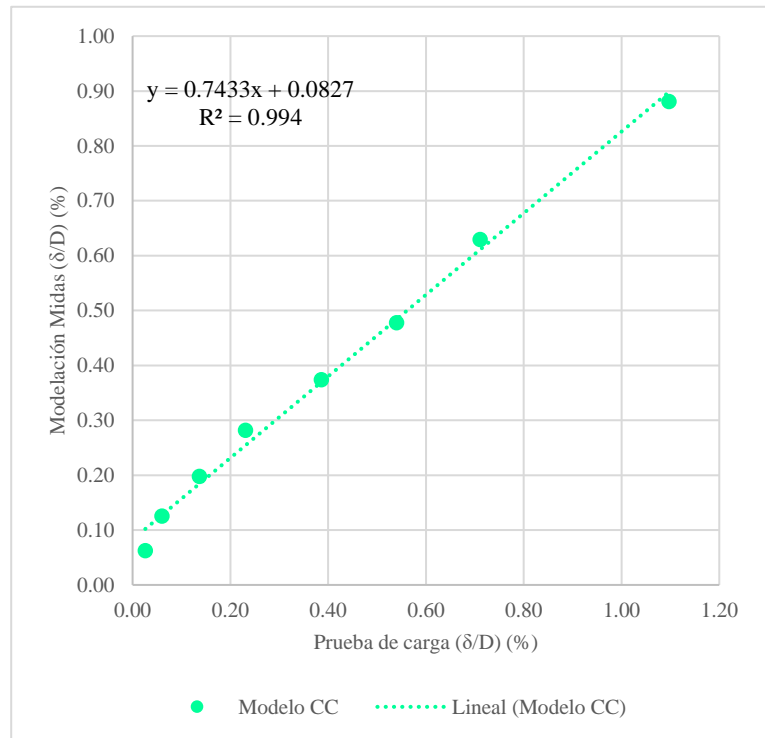


Figura 4.12: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP1-1, Modelo Cam Clay.

Pilote TP3

Geometría	
Øn	L
cm	m
100.00	22.00
Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Mohr Coulomb
δ/D	δ/D
%	%
0.04	0.05
0.13	0.11
0.28	0.19
0.51	0.31
0.80	0.47
1.20	0.77
1.73	1.39
2.70	2.41

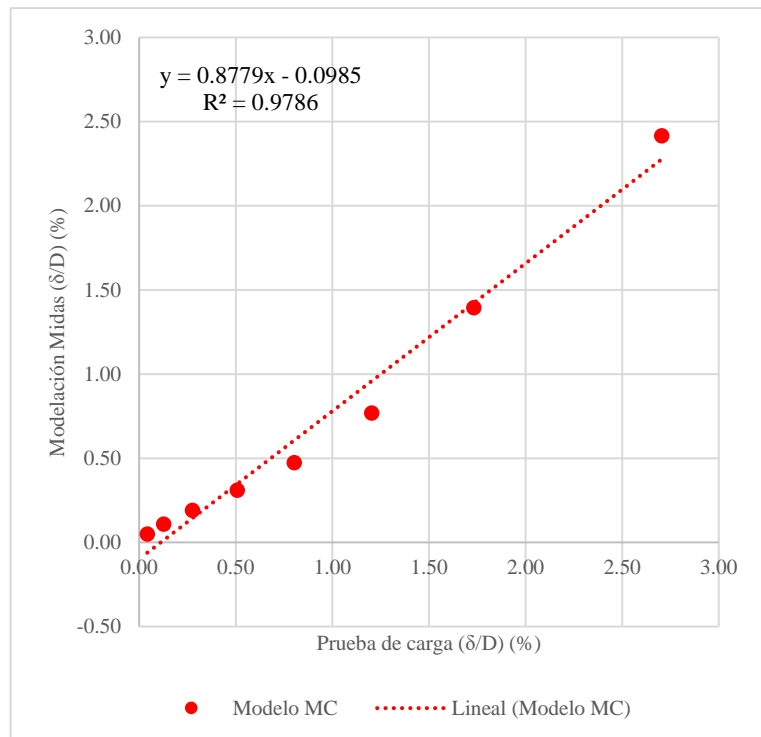


Figura 4.13: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP3, Modelo Mohr Coulomb.

Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Hardening Soil
δ/D	δ/D
%	%
0.04	0.10
0.13	0.22
0.28	0.37
0.51	0.64
0.80	1.06
1.20	1.63
1.73	2.30
2.70	2.74

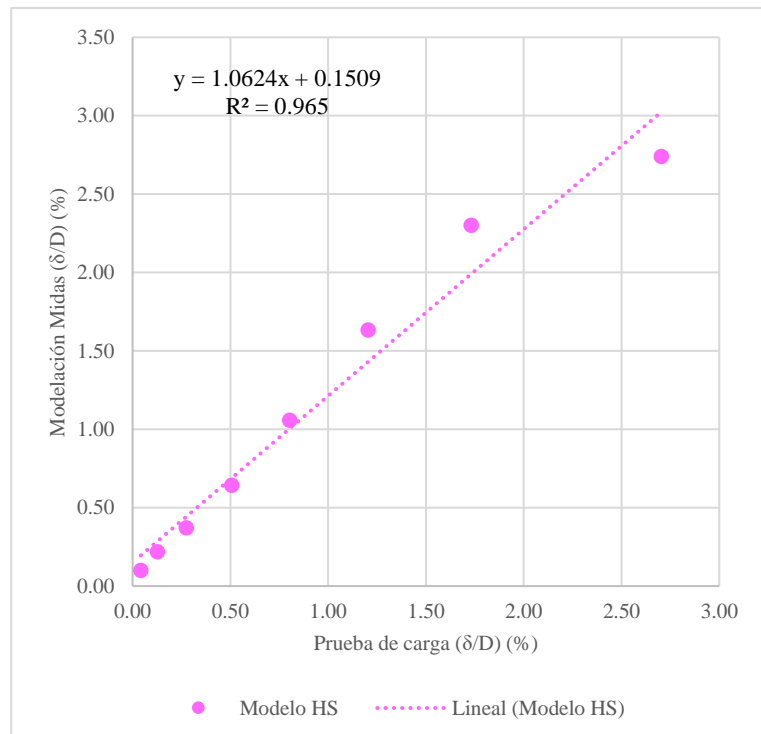


Figura 4.14: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP3, Modelo Hardening Soil.

Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Cam Clay
δ/D	δ/D
%	%
0.04	0.05
0.13	0.11
0.28	0.19
0.51	0.31
0.80	0.47
1.20	0.76
1.73	1.40
2.70	2.43

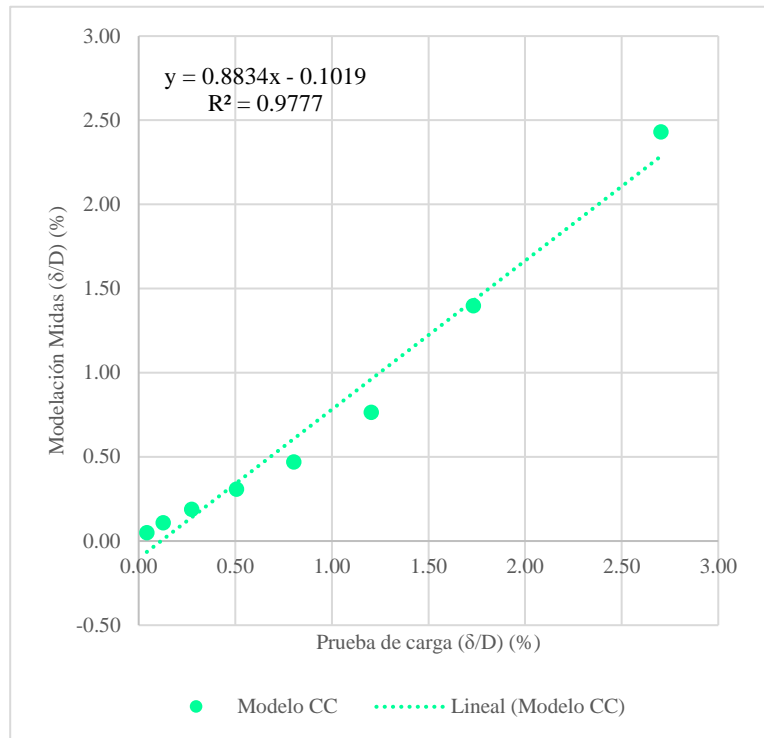


Figura 4.15: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP3, Modelo Cam Clay.

Pilote TP5

Geometría	
Øn	L
cm	m
100.00	20.00
Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Mohr Coulomb
δ/D	δ/D
%	%
0.05	0.05
0.17	0.12
0.35	0.29
0.54	0.43
0.84	0.65
1.18	1.00
1.70	1.45
3.28	3.49

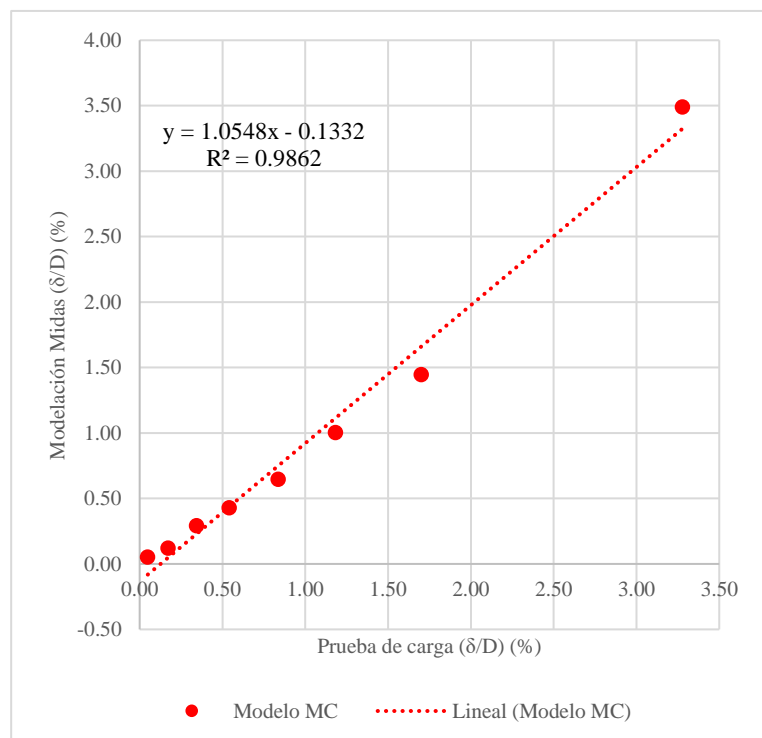


Figura 4.16: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP5, Modelo Mohr Coulomb.

Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Hardening Soil
δ/D	δ/D
%	%
0.05	0.12
0.17	0.25
0.35	0.45
0.54	0.79
0.84	1.12
1.18	1.54
1.70	1.90
3.28	3.80

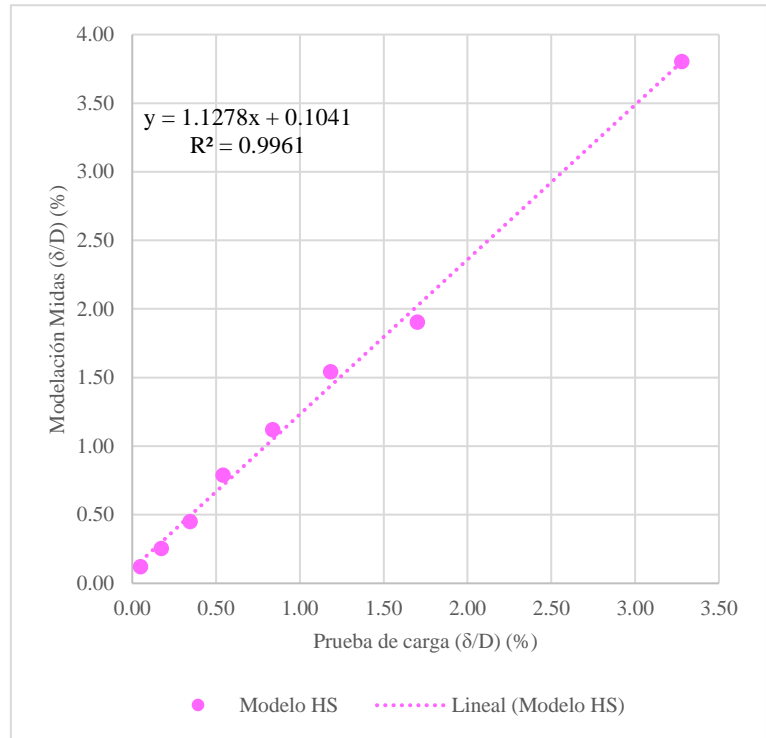


Figura 4.17: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP5, Modelo Hardening Soil.

Prueba de carga	Modelo constitutivo
	Cam Clay
δ/D	δ/D
%	%
0.05	0.05
0.17	0.10
0.35	0.27
0.54	0.41
0.84	0.63
1.18	0.90
1.70	1.45
3.28	3.49

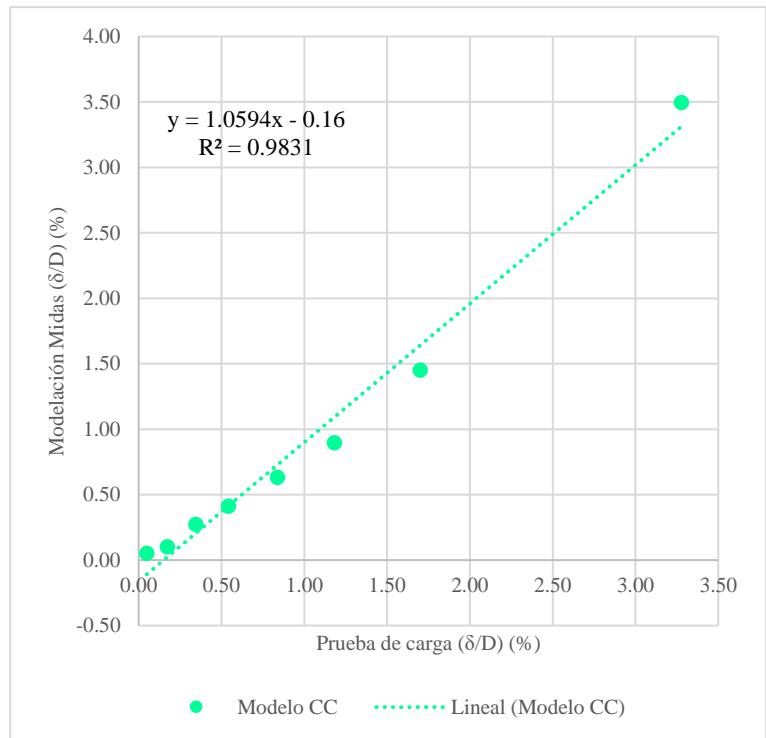


Figura 4.18: desplazamientos normalizados por diámetro del pilote TP5, Modelo Cam Clay.

Anexo 5: Gráficas de deformación y plasticidad extraídas del programa MIDAS GTS NX.

Pilote TP1

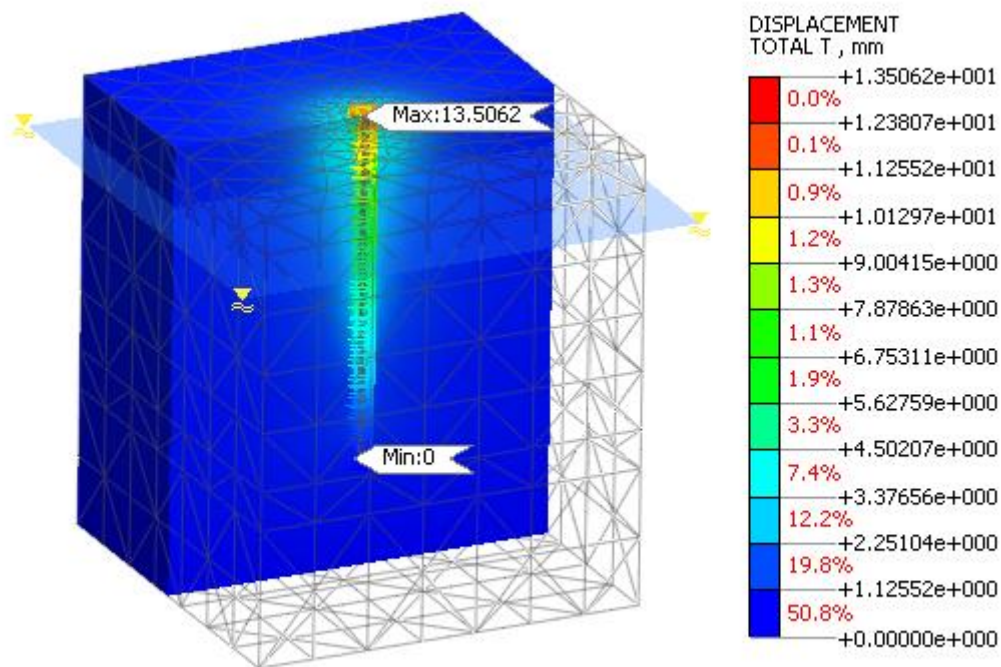


Figura 5.1 Deformación en la cabeza del pilote TP1, Modelo Mohr Coulomb

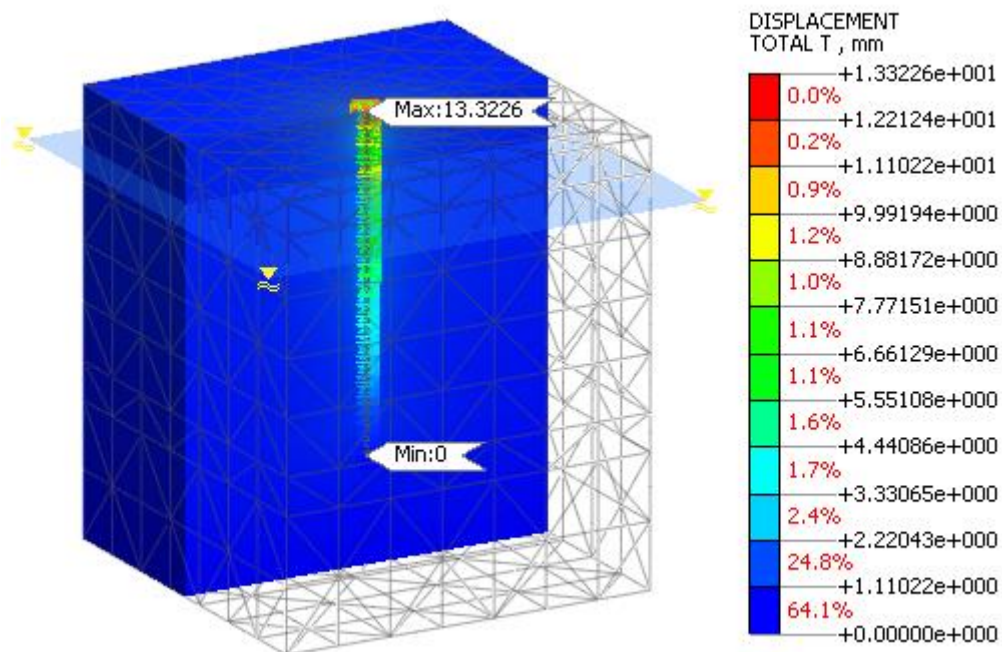


Figura 5.2 Deformación en la cabeza del pilote TP1, Modelo Hardening Soil

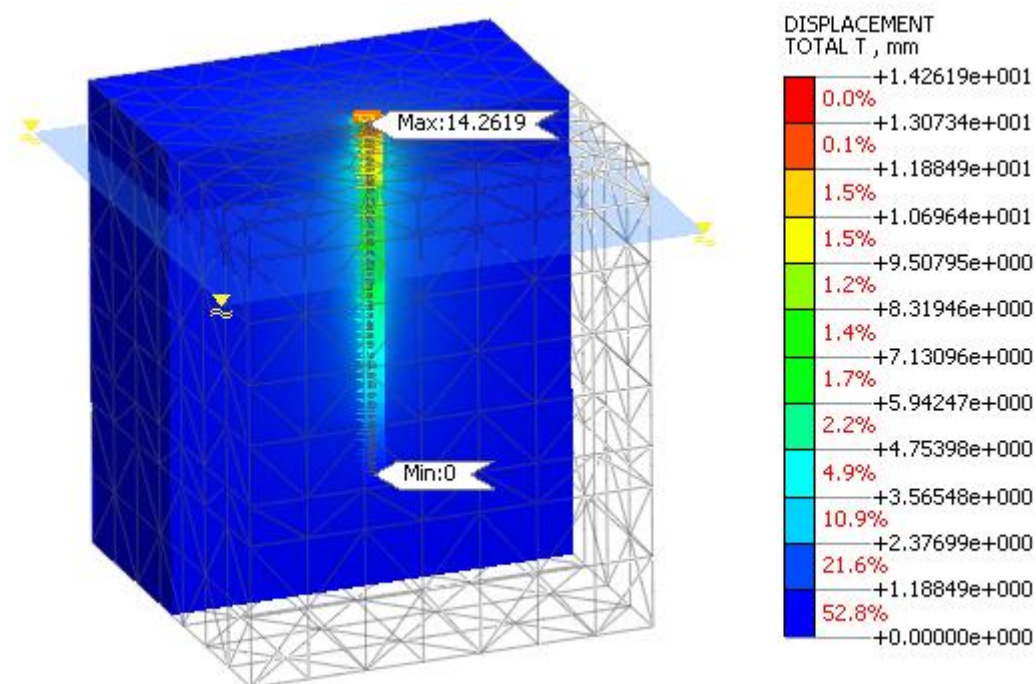


Figura 5.3 Deformación en la cabeza del pilote TP1, Modelo Cam Clay

Pilote E3

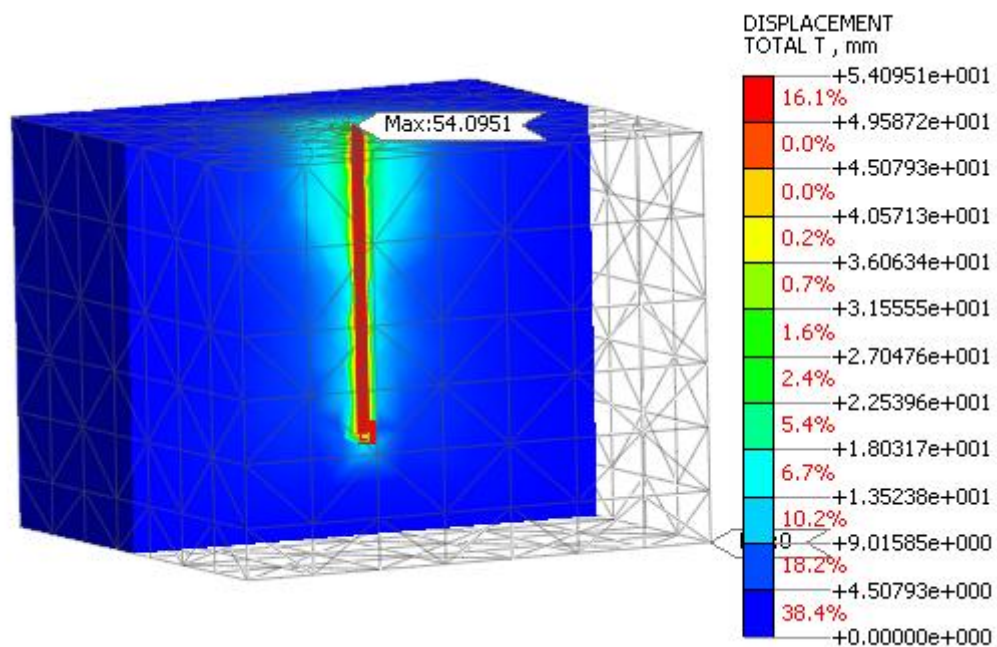


Figura 5.4 Deformación en la cabeza del pilote E3, Modelo Mohr Coulomb

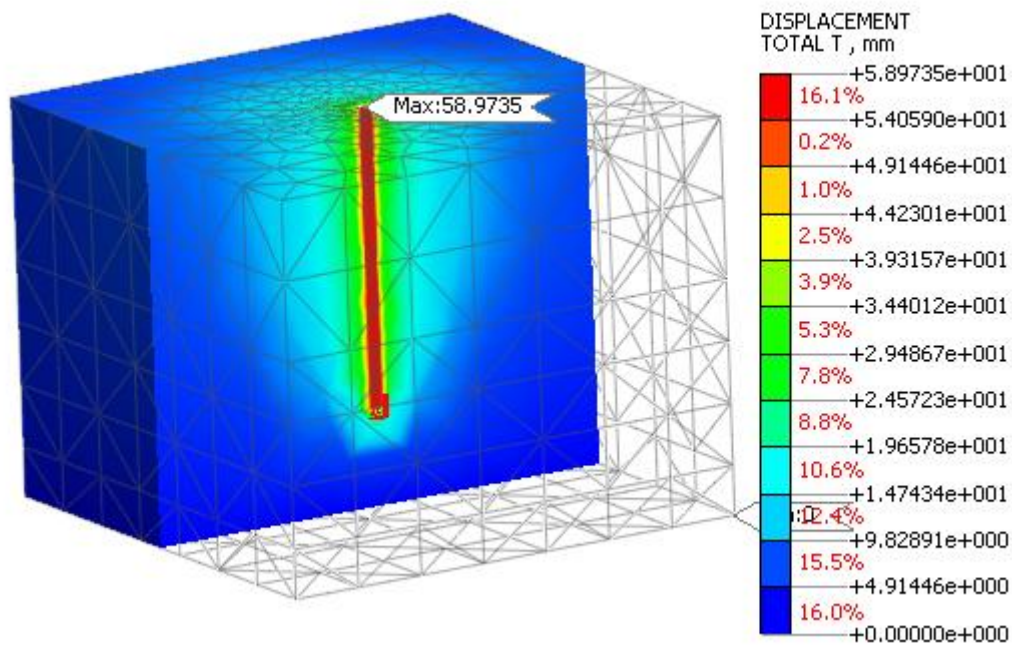


Figura 5.5 Deformación en la cabeza del pilote E3, Modelo Hardening Soil

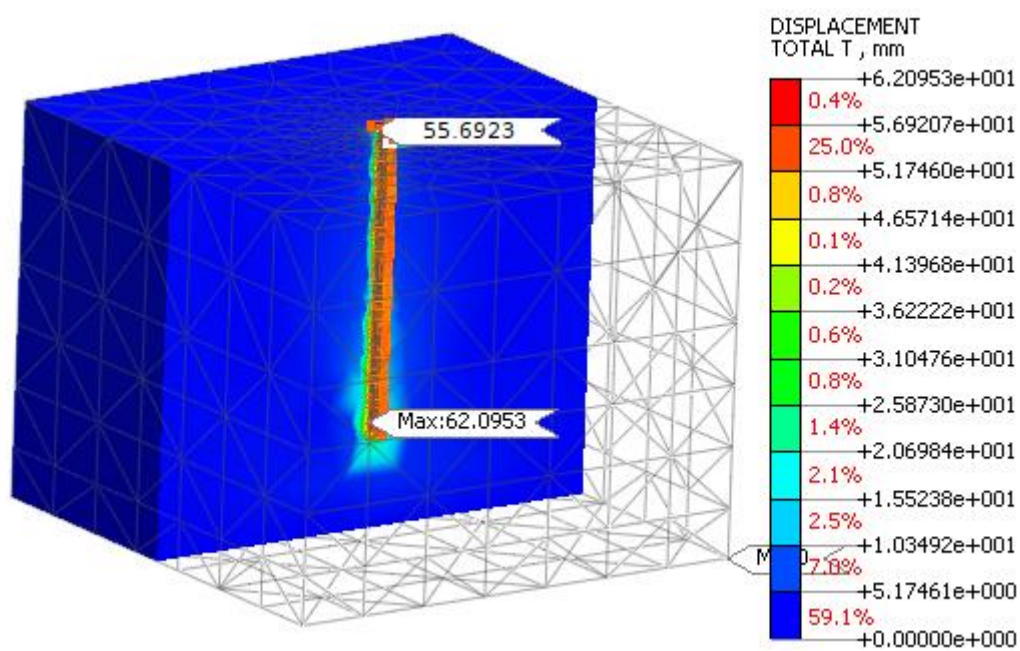


Figura 5.6 Deformación en la punta del pilote E3, Modelo Cam Clay

Pilote P16

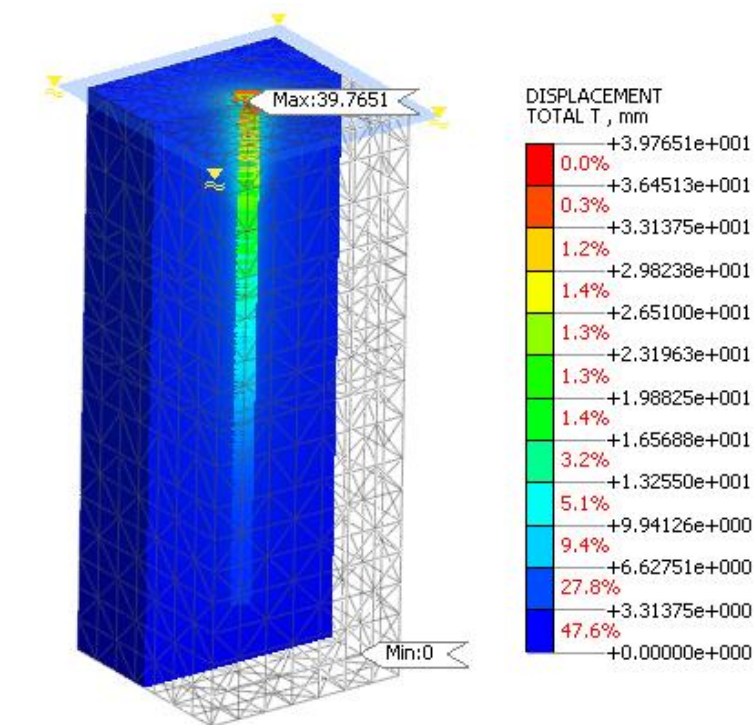


Figura 5.7 Deformación en la cabeza del pilote P16, Modelo Mohr Coulomb

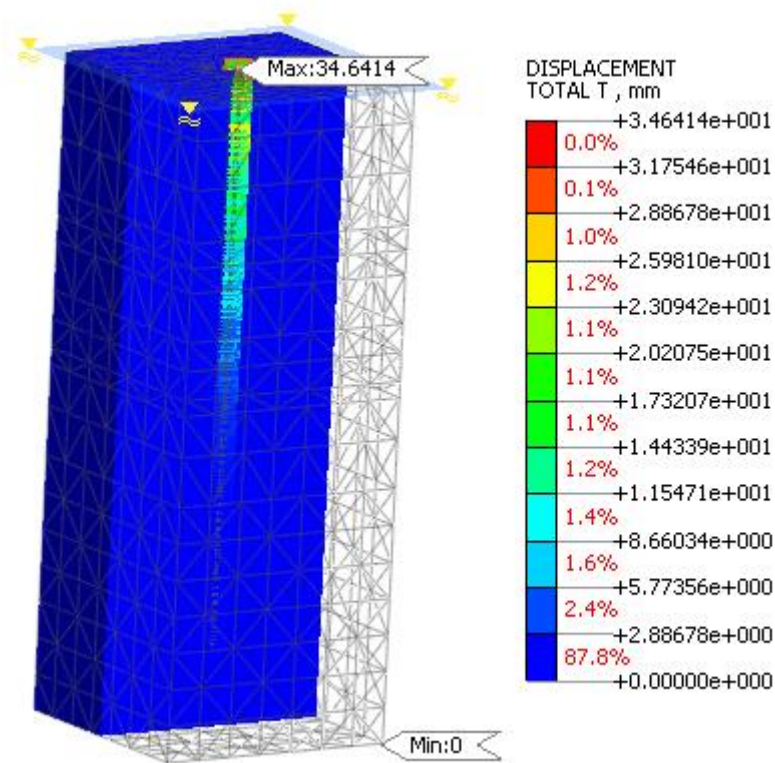


Figura 5.8 Deformación en la cabeza del pilote P16, Modelo Hardening Soil

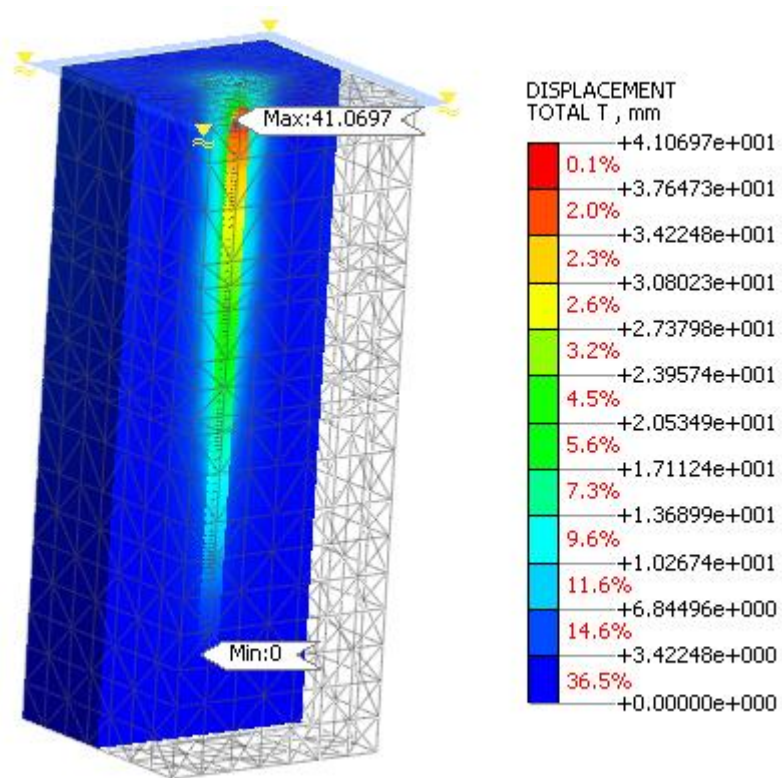


Figura 5.9 Deformación en la cabeza del pilote P16, Modelo Cam Clay

Pilote TP1 – 1

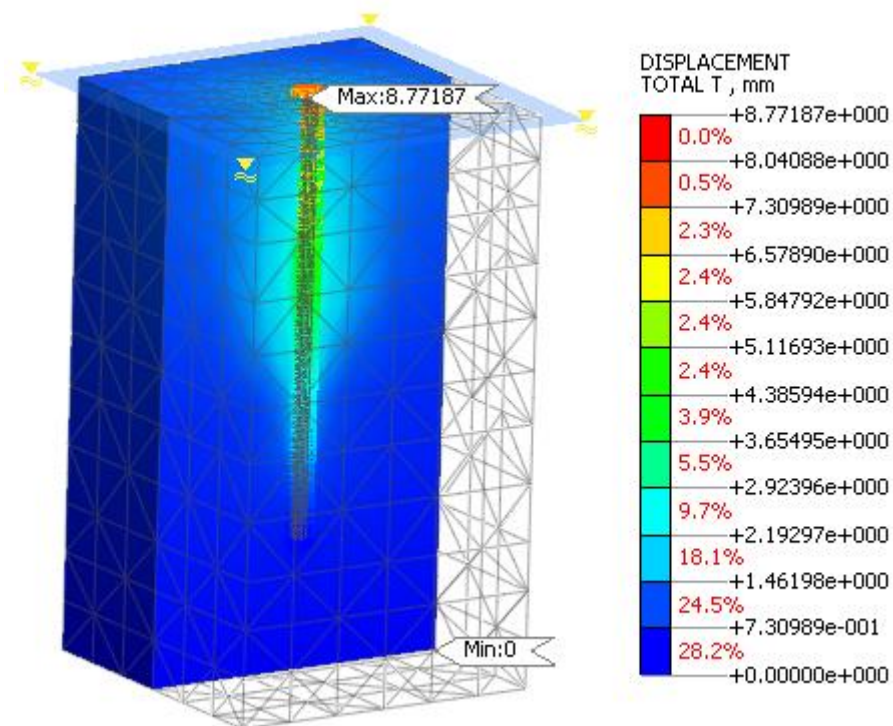


Figura 5.10 Deformación en la cabeza del pilote TP1-1, Modelo Mohr Coulomb

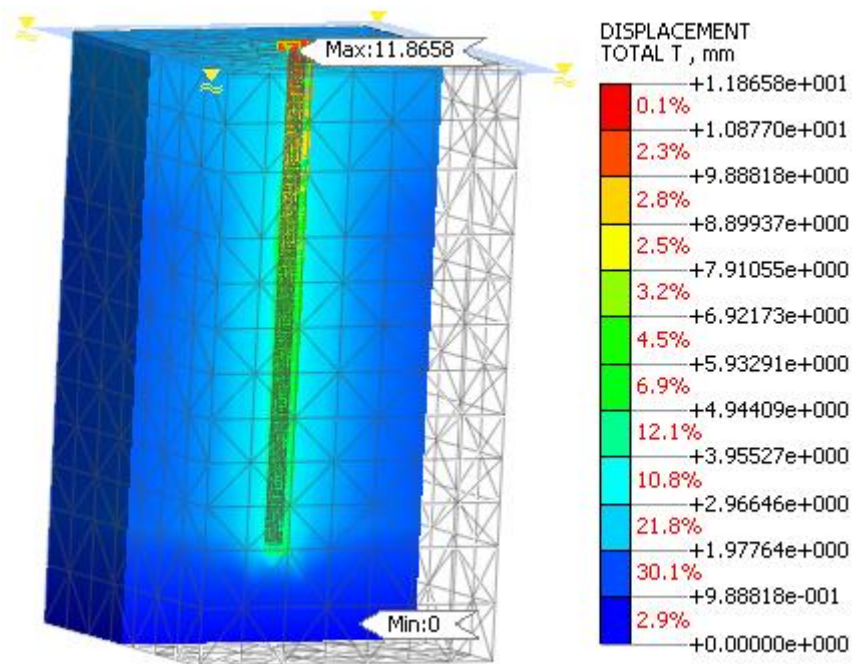


Figura 5.11 Deformación en la cabeza del pilote TP1-1, Modelo Hardening Soil

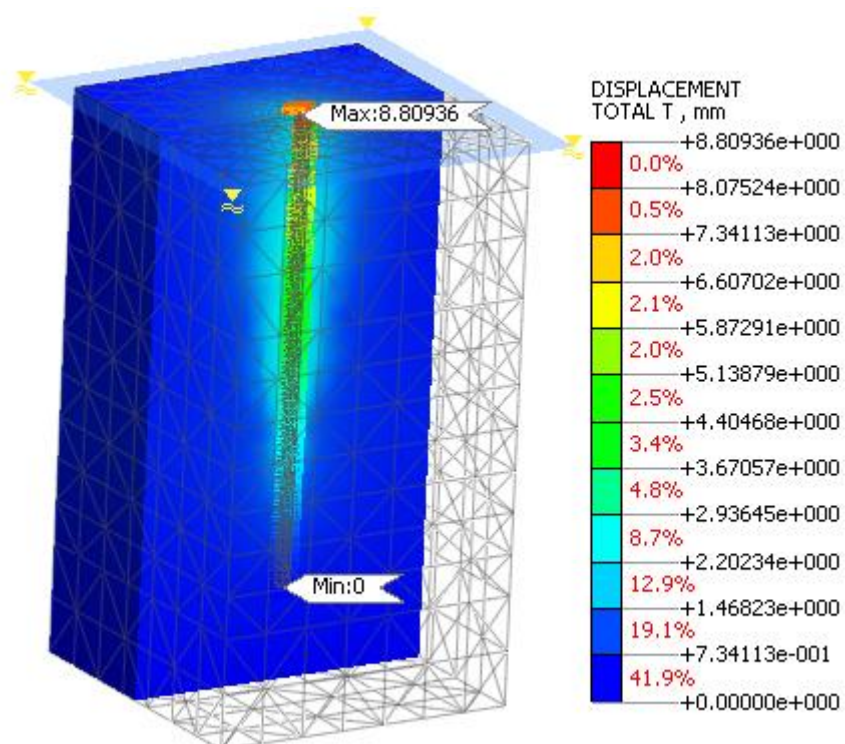


Figura 5.12 Deformación en la cabeza del pilote TP1-1, Modelo Cam Clay

Pilote TP3

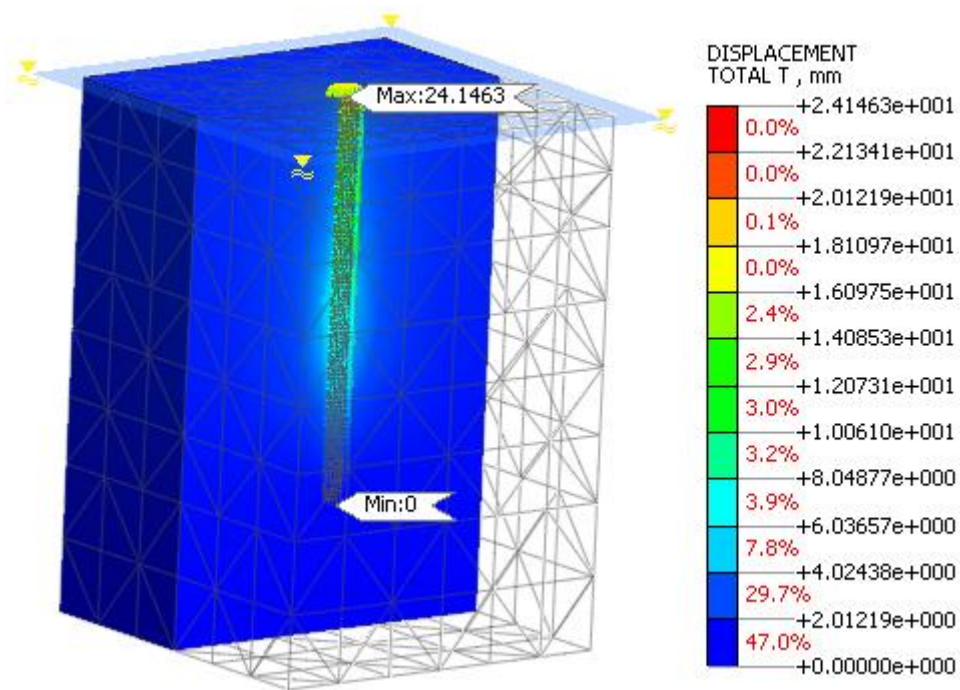


Figura 5.13 Deformación en la cabeza del pilote TP3, Modelo Mohr Coulomb

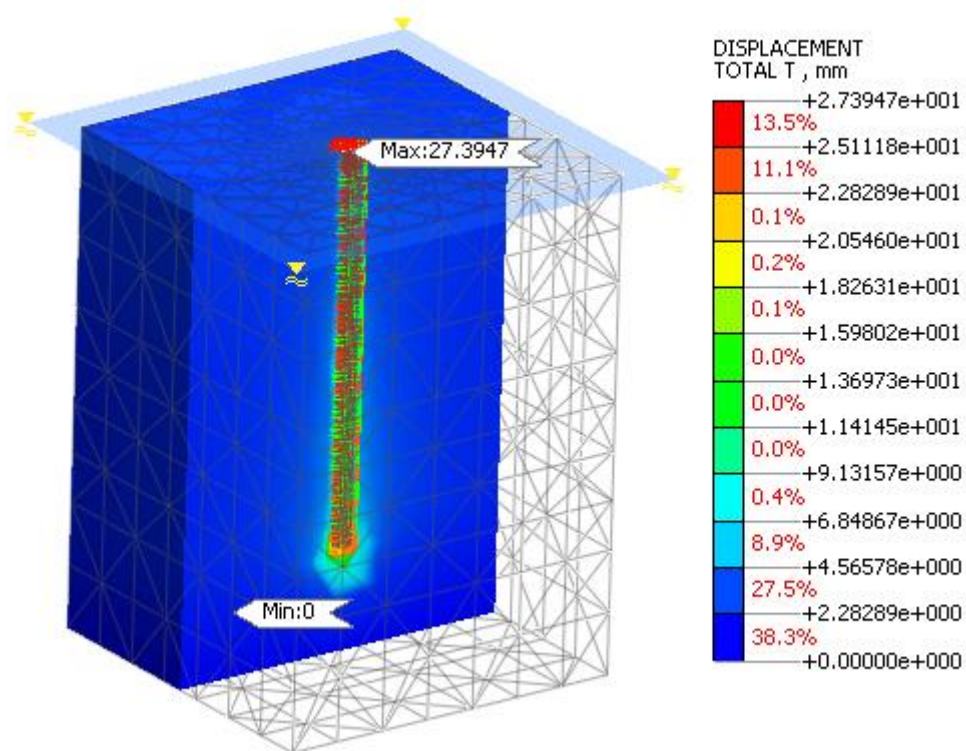


Figura 5.14 Deformación en la cabeza del pilote TP3, Modelo Hardening Soil

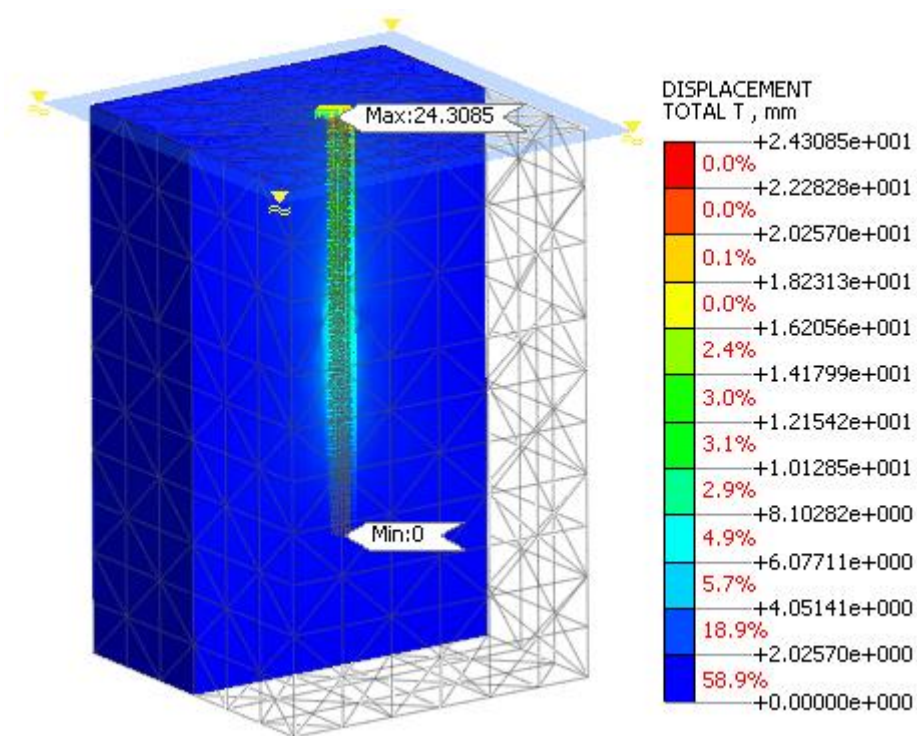


Figura 5.15 Deformación en la cabeza del pilote TP3, Modelo Cam Clay

Pilote TP5

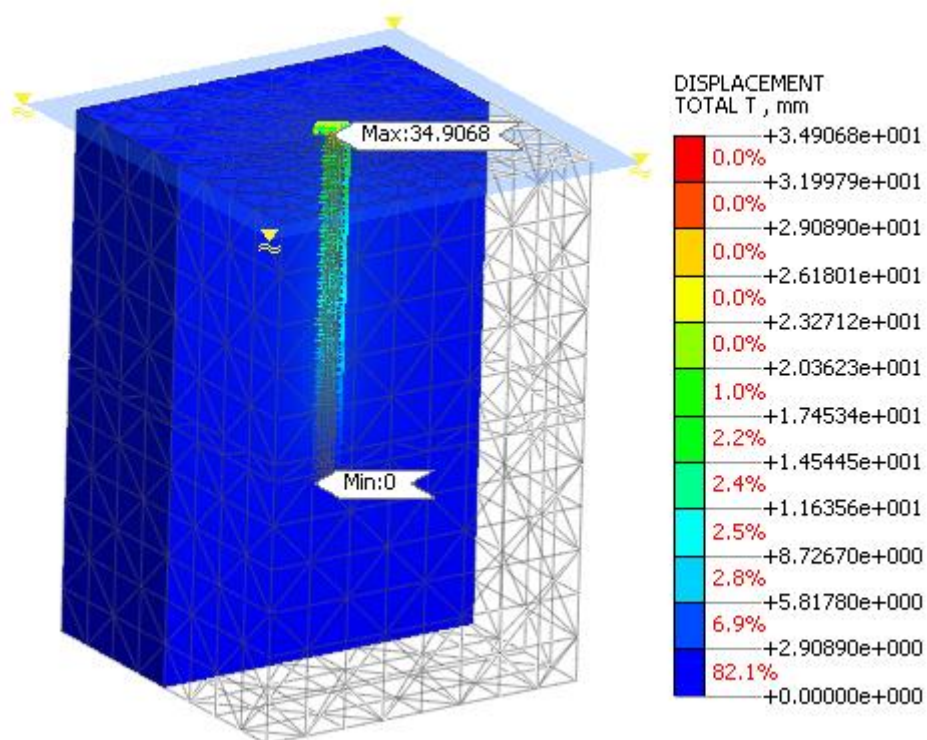


Figura 5.16 Deformación en la cabeza del pilote TP5, Modelo Mohr Coulomb

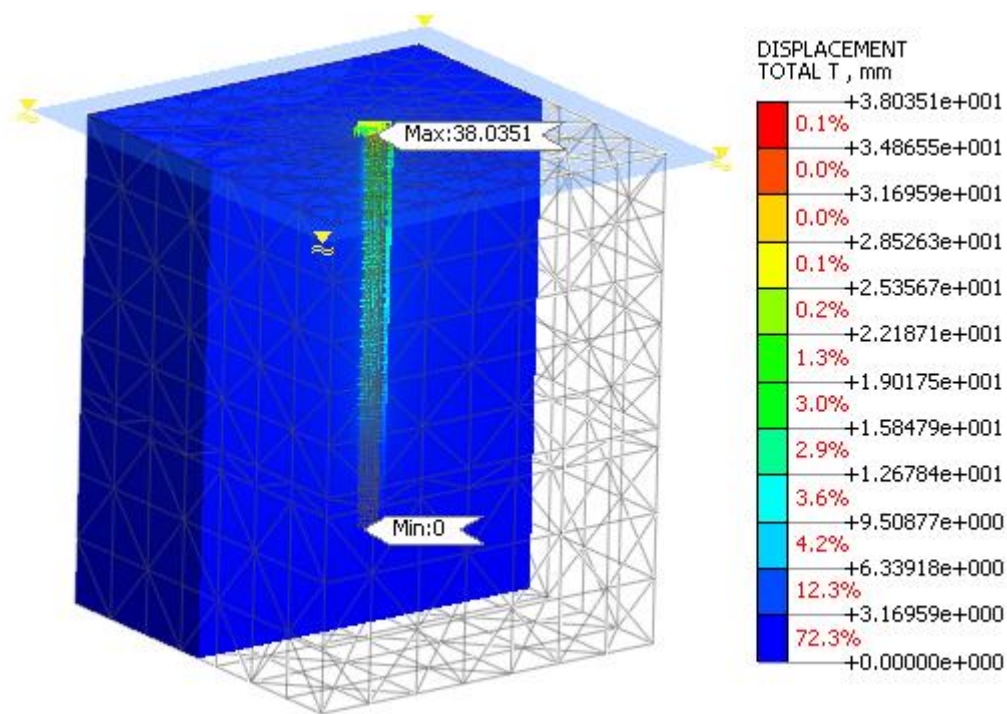


Figura 5.17 Deformación en la cabeza del pilote TP5, Modelo Hardening Soil.

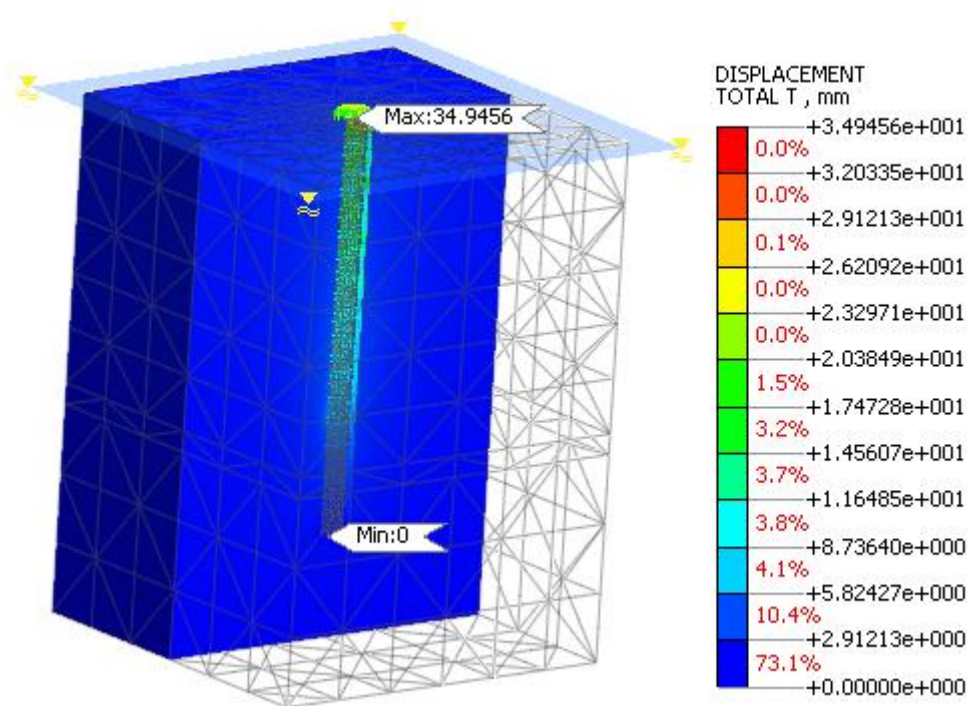


Figura 5.18 Deformación en la cabeza del pilote TP5, Modelo Cam Clay

Anexo 6: Diferencia entre aplicación de cargas

Para esta comprobación se utilizó el pilote P16 en su modelo constitutivo Hardening Soil por cuanto se contaba con abundante información geotécnica.

Existe variación de deformación en el eje del pilote con respecto a sus extremos por la aplicación de la carga puntual, como se observa en la siguiente figura 6.1:

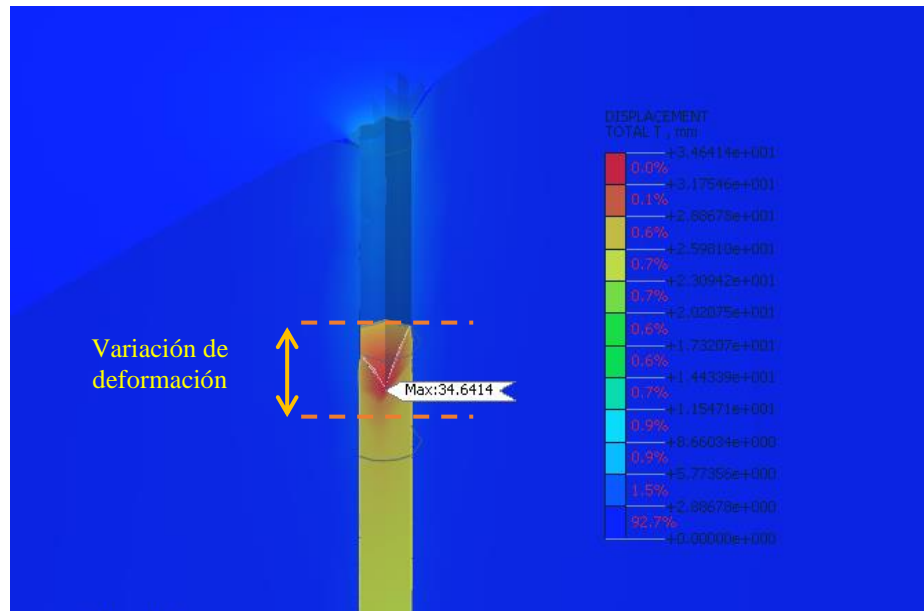


Figura 6.1. Aplicación de carga puntual al eje del pilote.

En la siguiente figura 6.2 se observa que la deformación en la cabeza del pilote es más homogénea por la aplicación de la carga distribuida.

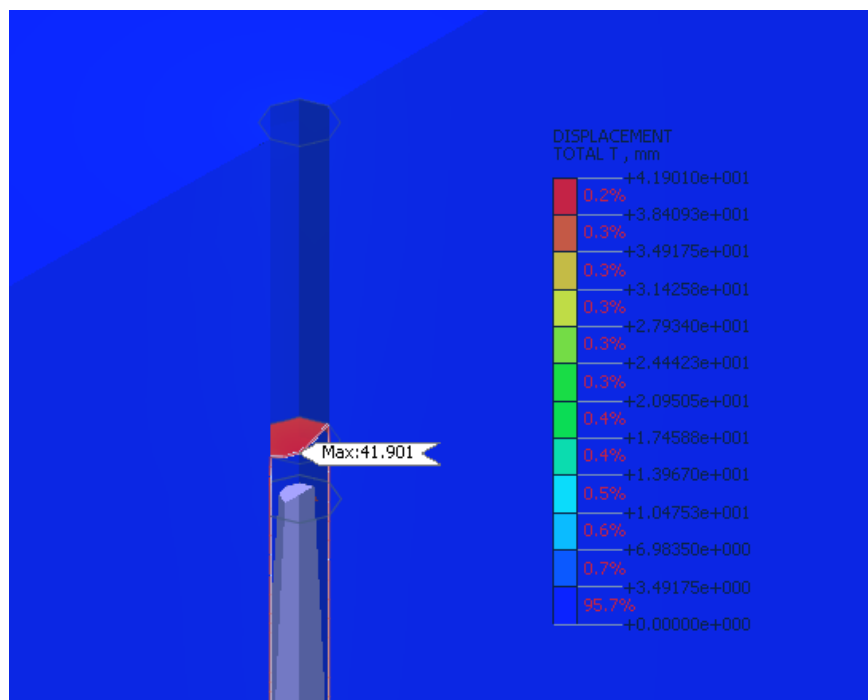


Figura 6.2. Aplicación de carga distribuida en la cara superior del pilote.

Anexo 7: Diferencia entre métodos de subdivisión de cargas

Para esta comprobación se utilizó el pilote P16 por la gran cantidad de información geotécnica disponible modelado con material isotrópico Hardening Soil. En este caso se aplicó las fuerzas discretas directas (línea entrecortada rosada). En el segundo caso la aplicación de una fuerza de falla subdivida en incrementos (línea amarilla).

N°	Incrementos				
	Carga aplicada	Prueba de carga	Modelo Hardening Soil	Carga aplicada	Modelo Hardening Soil
	KN	Deformación (mm)		KN	mm
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1190.48	1.38	0.81	660.00	1.01
2	1761.90	2.07	1.25	1320.00	2.61
3	2380.95	2.76	1.88	1980.00	4.57
4	3000.00	4.83	2.63	2640.00	6.95
5	3571.43	6.90	3.16	3300.00	9.68
6	4190.48	9.66	5.21	3960.00	12.86
7	4761.90	11.72	6.45	4611.43	16.40
8	5333.33	13.79	7.97	5271.43	20.24
9	6142.86	16.55	10.36	5931.43	24.57
10	6714.29	19.66	12.84	6591.43	28.90
11	7333.33	24.83	16.32	7251.43	33.23
12	8000.00	33.79	21.05	7911.43	37.57
13	8571.43	44.48	34.64	8571.43	41.90

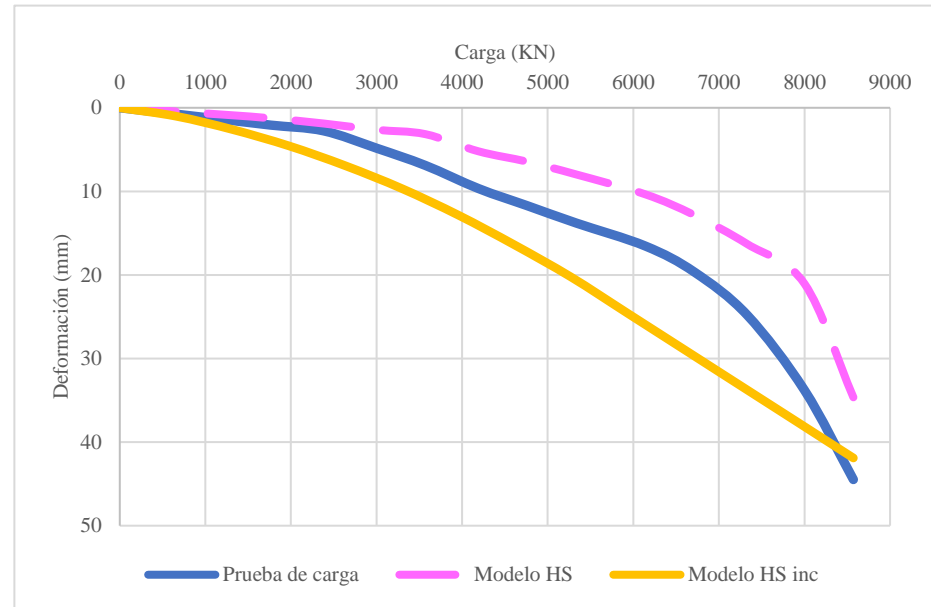


Figura 7.1. Diferencia entre las curvas de prueba de carga, modelo HS por aplicación de las fuerzas discretas directas (línea entrecortada rosada) y modelo HS por la aplicación de una fuerza de falla subdivida en incrementos (línea continua amarilla).

Anexo 8: Comparación de resultados por aplicación de carga puntual y distribuida

En el pilote P16 por modelo constitutivo Hardening Soil se comprobó que no existe mayor diferencia en cuanto a ingresar todas las cargas a las que fue sometido el pilote con carga puntual (línea entrecortada rosada) y carga distribuida (línea continua celeste), como se evidencia en la figura 8.1:

A= 0,5027 m ²					
	Carga aplicada	Prueba de carga	Modelo Hardening Soil	Esfuerzo aplicado	Modelo Hardening Soil
N°	KN	Deformación (mm)		KN/m ²	mm
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1190.48	1.38	0.81	2368.38	0.00
2	1761.90	2.07	1.25	3505.19	1.09
3	2380.95	2.76	1.88	4736.75	1.70
4	3000.00	4.83	2.63	5968.31	2.52
5	3571.43	6.90	3.16	7105.13	3.50
6	4190.48	9.66	5.21	8336.70	4.88
7	4761.90	11.72	6.45	9473.50	6.52
8	5333.33	13.79	7.97	10610.32	8.80
9	6142.86	16.55	10.36	12220.83	11.39
10	6714.29	19.66	12.84	13357.66	13.21
11	7333.33	24.83	16.32	14589.20	15.18
12	8000.00	33.79	21.05	15915.49	20.82
13	8571.43	44.48	34.64	17052.32	34.34

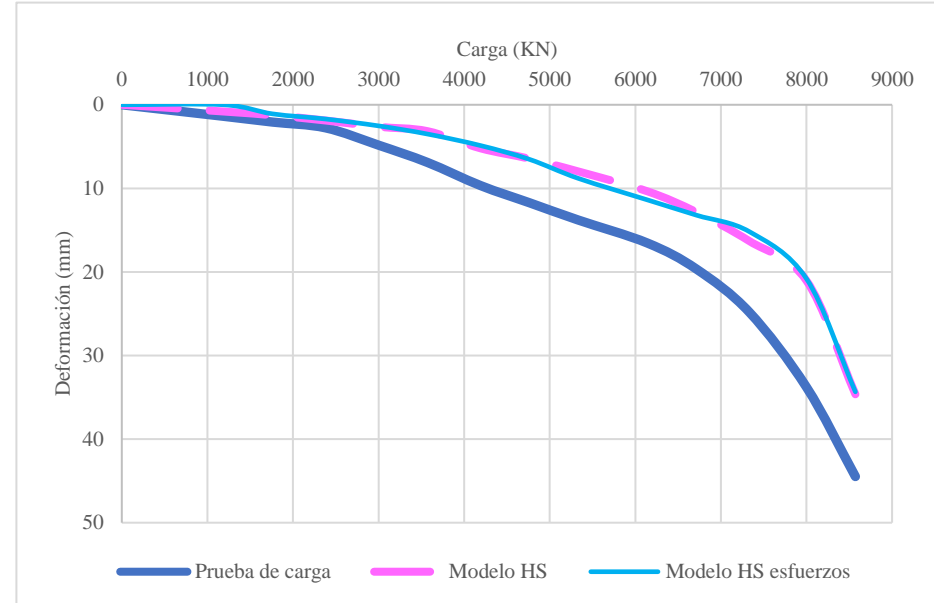


Figura 8.1. Comparación entre las curvas de prueba de carga, modelo HS por aplicación de todas las cargas en términos de fuerzas y modelo HS por aplicación de cargas en términos de esfuerzos.